



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA**  
**UNIDAD AZCAPOTZALCO**  
**CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA**



**EFFECTO DE LOS MODOS SUPERIORES EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE  
EDIFICIOS ALTOS EN SUELO BLANDO**

**Tesis para obtener el título de**

**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**PRESENTA**

**CUAUHTÉMOC GAMA CONTRERAS**

**ASESORES**

**Dr. AMADOR TERÁN GILMORE**

**Dr. EDGAR TAPIA HERNÁNDEZ**

**Ciudad de México, a 05 de mayo de 2019**



# Contenido

<b>Resumen</b>	<b>i</b>
<b>Introducción</b>	<b>i</b>
<b>Justificación</b>	<b>iv</b>
<b>Objetivo General</b>	<b>vii</b>
<b>Objetivos Específicos</b>	<b>vii</b>
<b>Metodología</b>	<b>vii</b>
<b>Capítulo 1. Estado del arte</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN	2
1.2. EFECTOS DE MODOS SUPERIORES	2
1.2.1. Paret et al. (1996)	2
1.2.2. Daneshjoo y Gerami (2003)	4
1.2.3. Terán et al. (2006)	6
1.2.4. Maniatakis et al. (2013)	7
1.2.5. Terán et al. (2014)	9
1.3. MODELADO NO LINEAL	11
1.3.1. Tapia et al. (2016)	11
1.3.2. Poursha y Amini (2016)	14
1.4. CRITERIOS NORMATIVOS	16
1.4.1. Sobrerresistencia	16
1.4.2. Ductilidad	19

1.5.	EDIFICIOS ALTOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO	20
1.5.1	Relaciones de aspecto de los edificios	21
1.5.2	Espectros de diseño	22
1.6.	CONCLUSIONES	25
Capítulo 2.	<b>Diseño por Capacidad</b>	27
2.1.	INTRODUCCIÓN	28
2.2.	EDIFICIOS BAJO CONSIDERACIÓN	29
2.2.1.	Generalidades	29
2.3.	METODOLOGÍA DE APLICACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD PARA MARCOS MOMENTO RESISTENTES	31
2.3.1.	Diseño de marcos dúctiles momento resistentes	31
2.3.2.	Análisis de cargas	31
2.3.3.	Definición del espectro de diseño	34
2.3.4.	Análisis modal lineal	35
2.3.5.	Diseño de las vigas	37
2.3.6.	Determinación de las demandas del mecanismo	41
2.3.7.	Determinación de la resistencia a fuerza cortante	42
2.3.8.	Determinación de las demandas sobre las columnas	43
2.3.9.	Diseño de las columnas	45
2.3.10.	Propiedades dinámicas del edificio con marcos rígidos	51
2.3.11.	Revisión de desplazamientos laterales	53
2.4.	METODOLOGÍA DE APLICACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD PARA MARCOS DE ACERO CON CONTRAVIENTOS	54



---

2.4.1.	Diseño de marcos dúctiles con contravientos	54
2.4.2.	Diseño de los contravientos	56
2.4.3.	Análisis del marco y estimación de las resistencias esperadas	59
2.4.4.	Determinación de las demandas y diseño de las vigas	61
2.4.4.1.	Vigas con carga axial	62
2.4.5.	Propiedades dinámicas del edificio con contravientos concéntricos	64
2.4.6.	Revisión de desplazamientos laterales	67
2.5.	CONCLUSIONES	67
Capítulo 3.	<b>Modelado no Lineal</b>	69
3.1.	INTRODUCCIÓN	70
3.2.	GENERALIDADES	70
3.3.	MODELADO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS	71
3.3.1.	Geometría	72
3.3.2.	Propiedades mecánicas del material	74
3.3.3.	Condiciones de frontera	75
3.3.4.	Secciones transversales	76
3.3.5.	Elementos	77
3.3.5.1.	Transformación geométrica	78
3.3.5.2.	Elementos lineales	79
3.3.5.3.	Elementos no lineales	79
3.3.6.	Cargas gravitacionales y masas	82
3.3.7.	Datos de salida	84
3.4.	MODELADO DE LOS CONTRAVIENTOS	85
3.5.	VALIDACIÓN DEL MODELO	86
3.6.	CONCLUSIONES	88

<b>Capítulo 4.</b>	<b>Análisis no Lineal</b>	<b>89</b>
4.1.	INTRODUCCIÓN	90
4.2.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	90
4.2.1.	Marcos momento resistentes	91
4.2.2.	Marcos con contravientos concéntricos	93
4.3.	PROCESAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS	95
4.4.	ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES	99
4.5.	DETERMINACIÓN DE LAS CIRCUNSTANCIAS QUE OCASIONAN QUE EL EFECTO DE LOS MODOS SUPERIORES DOMINE LA RESPUESTA	106
4.6.	DESEMPEÑO DE LAS ESTRUCTURAS	108
4.6.1.	Evaluación Marcos momento resistentes	108
4.6.2.	Evaluación Marcos con contravientos concéntricos	109
4.6.3.	Evaluación Marcos con contravientos concéntricos con comportamiento a flexión	111
4.7.	COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS	112
4.8.	CONCLUSIONES	114
<b>Capítulo 4.</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>115</b>
	TRABAJOS FUTUROS	119
	Bibliografía	
	Apéndices	

## Índice de figuras

<b>Figura I.</b>	Modos de vibrar de un sistema de tres grados de libertad	<b>i</b>
<b>Figura II.</b>	Diferencia entre la respuesta en roca y suelo blando de dos edificios con características dinámicas distintas	<b>ii</b>
<b>Figura III.</b>	Variación en la altura de las distorsiones de entrepiso de dos edificios de acero (Amini y Poursha 2016)	<b>iii</b>
<b>Figura IV.</b>	Desarrollo de edificios altos en la CDMX (adaptados de Arquitectos 2016)	<b>iv</b>
<b>Figura V.</b>	Modo superior de vibrar de la Torre Taipei 101 (Tuan y Shang 2014)	<b>v</b>
<b>Figura VI</b>	Complejo de la glorieta de Colón (Sordo Madaleno Arquitectos)	<b>v</b>
<b>Figura VII.</b>	Metodología de tesis	<b>vii</b>
<b>Figura 1.1</b>	Estructuración en planta de los dos edificios de 17 niveles (Paret et al. 1996).	<b>3</b>
<b>Figura 1.2</b>	Resultados y consideraciones del estudio de Paret <i>et al.</i> (1996).	<b>3</b>
<b>Figura 1.3</b>	Curvas de capacidad y demanda para el edificio con columnas fuertes (Paret <i>et al.</i> 1996).	<b>4</b>
<b>Figura 1.4</b>	Historia de aceleración de los sismos considerados en Daneshjoo y Gerami (2003).	<b>4</b>
<b>Figura 1.5</b>	Demanda de distorsión global y de entrepiso para el marco de 20 niveles (Daneshjoo y Gerami 2003)	<b>5</b>
<b>Figura 1.6</b>	Geometría de los edificios bajo consideración (Terán et al. 2006)	<b>6</b>
<b>Figura 1.7</b>	Muestra de distorsiones máximas para edificio irregular (Terán <i>et al.</i> 2006)	<b>7</b>
<b>Figura 1.8</b>	Estructura seleccionada para el análisis, planta y elevación (Maniatakis <i>et al.</i> 2013)	<b>8</b>

<b>Figura 1.9</b>	Factores de ductilidad y de comportamiento: a) relación entre el factor de comportamiento $R_{y1}$ y la ductilidad; b) Relación entre el factor de comportamiento $R_{y2}$ y $R_{y1}$ ; c) Relación entre los factores de comportamiento $E_{y3}$ y $R_{y1}$ (Maniatakis <i>et al.</i> 2013)	<b>8</b>
<b>Figura 1.10</b>	Vista en planta y elevación del edificio de 20 pisos (Terán <i>et al.</i> 2014)	<b>9</b>
<b>Figura 1.11</b>	Distorsiones en la altura para edificio de 20 niveles, modelo degradante (Terán <i>et al.</i> 2014)	<b>9</b>
<b>Figura 1.12</b>	Parámetro $C_\psi$ modelo elasto-plástico y $a_{max} = 0.175$ g, en función de: a) $\alpha$ ; b) $\beta$ ; c) $\gamma$ (Terán <i>et al.</i> 2014)	<b>10</b>
<b>Figura 1.13</b>	Resultados de análisis en función del número de elementos y transformación geométrica (Tapia <i>et al.</i> 2016).	<b>11</b>
<b>Figura 1.14</b>	Influencia del número fibras por placa en un perfil OR (Tapia <i>et al.</i> 2016).	<b>12</b>
<b>Figura 1.15</b>	Influencia de la rigidez de la placa de conexión $K_r$ (Tapia <i>et al.</i> 2016)	<b>12</b>
<b>Figura 1.16</b>	Influencia del endurecimiento por deformación en los ciclos post-pandeo (Tapia <i>et al.</i> 2016)	<b>13</b>
<b>Figura 1.17</b>	Determinación de la distribución de las fuerzas aplicadas (Poursha y Amini 2016)	<b>15</b>
<b>Figura 1.18</b>	Variación en altura de las distorsiones de entrepiso (Poursha y Amini 2016)	<b>15</b>
<b>Figura 1.19</b>	Factor de sobrerresistencia $k_2$ de las Normas Técnicas Complementarias (NTCS-2017)	<b>17</b>
<b>Figura 1.20</b>	Magnitud de la sobrerresistencia conforme a reglamentos y manuales mexicanos	<b>18</b>
<b>Figura 1.21</b>	Reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad y sobrerresistencia conforme a reglamentos y manuales mexicanos	<b>19</b>
<b>Figura 1.22</b>	Relaciones de aspecto de los edificios más altos de la Ciudad de México	<b>21</b>
<b>Figura 1.23</b>	Vista de inicio del programa SASID	<b>21</b>
<b>Figura 2.1</b>	Planta tipo de las estructuras	<b>28</b>
<b>Figura 2.2</b>	Elevaciones de las estructuras	<b>28</b>
<b>Figura 2.3</b>	Diagrama de flujo del diseño por capacidad para marcos momento resistentes	<b>31</b>
<b>Figura 2.4</b>	Vista del programa SASID	<b>32</b>
<b>Figura 2.5</b>	Espectro elástico y de diseño para el diseño del marco dúctil momento resistente	<b>32</b>

<b>Figura 2.6</b>	Equilibrio de la viga, figura 12.1.1 (NTC-DCEA, 2017)	<b>39</b>
<b>Figura 2.7</b>	Demandas sobre la columna asociadas al mecanismo de las trabes	<b>43</b>
<b>Figura 2.8</b>	Secciones del marco momento resistente	<b>48</b>
<b>Figura 2.9</b>	Modos de vibrar del edificio de marcos rígidos	<b>49</b>
<b>Figura 2.10</b>	Ubicación de los modos de vibrar de la estructura en el espectro de diseño	<b>50</b>
<b>Figura 2.11</b>	Distorsiones de entrepiso, marcos rígidos	<b>51</b>
<b>Figura 2.12</b>	Espectro elástico y de diseño con un factor de comportamiento sísmico de 3.0	<b>52</b>
<b>Figura 2.13</b>	Diagrama de flujo del diseño por capacidad para marcos con contravientos	<b>53</b>
<b>Figura 2.14</b>	Axialización de las columnas, marcos con contravientos	<b>58</b>
<b>Figura 2.15</b>	Descarga de los contravientos a la viga	<b>59</b>
<b>Figura 2.16</b>	Axialización de las vigas, marcos con contravientos	<b>60</b>
<b>Figura 2.17</b>	Secciones del marco con contravientos concéntricos	<b>62</b>
<b>Figura 2.18</b>	Modos de vibrar del edificio con contravientos concéntricos	<b>63</b>
<b>Figura 2.19</b>	Ubicación de los modos de vibrar de la estructura en el espectro de diseño	<b>64</b>
<b>Figura 2.20</b>	Distorsiones de entrepiso para el edificio con contravientos	<b>65</b>
<b>Figura 3.1</b>	Diagrama del modelado en OpenSees	<b>70</b>
<b>Figura 3.2</b>	Geometría en planta y ubicación de los nodos	<b>70</b>
<b>Figura 3.3</b>	Geometría en elevación y ubicación de los nodos	<b>71</b>
<b>Figura 3.4</b>	Curvas constitutivas del acero para el modelado no lineal de las estructuras	<b>72</b>
<b>Figura 3.5</b>	Discretización de diferentes secciones transversales (Uribe <i>et al.</i> 2008)	<b>74</b>
<b>Figura 3.6</b>	Diagramas momento-curvatura modelo MMR	<b>74</b>
<b>Figura 3.7</b>	Diagramas momento-curvatura modelo MCC	<b>75</b>
<b>Figura 3.8</b>	Elemento basado en fuerza viga-columna (Michael y Gregory 2006)	<b>78</b>
<b>Figura 3.9</b>	Esquema del modelado de los elementos horizontales en OpenSees	<b>79</b>
<b>Figura 3.10</b>	Áreas tributarias de la bajada de cargas	<b>80</b>
<b>Figura 3.11</b>	Áreas tributarias y nodos para definir la masa en OpenSees	<b>81</b>
<b>Figura 3.12</b>	Modelado de los contravientos con elementos fibra en OpenSees	<b>83</b>

<b>Figura 3.13</b>	Comparación de las formas modales entre el modelo lineal y el modelo no lineal para el edificio con marcos rígidos	<b>85</b>
<b>Figura 3.14</b>	Comparación de las formas modales entre el modelo lineal y el modelo no lineal para el edificio con contravientos concéntricos	<b>85</b>
<b>Figura 4.1</b>	Curva de capacidad, modelo de marcos momento resistentes	<b>89</b>
<b>Figura 4.2</b>	Curva de capacidad idealizada, marcos momento resistente	<b>90</b>
<b>Figura 4.3</b>	Evolución de distorsiones para cada nivel de desempeño, marcos rígidos	<b>91</b>
<b>Figura 4.4</b>	Curva de capacidad, modelo de marcos con contravientos concéntricos	<b>91</b>
<b>Figura 4.5</b>	Comportamiento de los contravientos análisis estático, nivel 6	<b>92</b>
<b>Figura 4.6</b>	Curva de capacidad idealizada, marcos con contravientos concéntricos	<b>92</b>
<b>Figura 4.7</b>	Evolución de distorsiones para cada nivel de desempeño, marcos con contravientos concéntricos	<b>93</b>
<b>Figura 4.8</b>	Señales y espectros de respuesta, Marcos momento resistentes	<b>95</b>
<b>Figura 4.9</b>	Espectros de respuesta, Marcos momento resistentes	<b>95</b>
<b>Figura 4.10</b>	Señales y espectros de respuesta, Marcos con contravientos concéntricos	<b>96</b>
<b>Figura 4.11</b>	Espectros de respuesta, Marcos con contravientos concéntricos	<b>96</b>
<b>Figura 4.12</b>	Ubicación geográfica de las estaciones acelerográficas Quinde <i>et al.</i> (2016)	<b>97</b>
<b>Figura 4.13</b>	Comportamiento global de las estructuras analizadas	<b>98</b>
<b>Figura 4.14</b>	Distorsiones en altura, edificio de marcos momento resistentes	<b>99</b>
<b>Figura 4.15</b>	Espectro de respuesta registro MI15 E-O	<b>99</b>
<b>Figura 4.16</b>	Distorsiones en altura en percentiles, edificio de marcos momento resistentes	<b>101</b>
<b>Figura 4.17</b>	Distorsiones en altura, edificio de marcos con contravientos concéntricos	<b>102</b>

---

<b>Figura 4.18</b>	Distorsión estadística en altura, edificio de marcos momento resistentes	<b>102</b>
<b>Figura 4.19</b>	Distorsiones en altura, edificio de marcos con contravientos concéntricos con comportamiento global a flexión	<b>103</b>
<b>Figura 4.20</b>	Distorsión estadística en altura, edificio de marcos momento resistentes con comportamiento global a flexión	<b>103</b>
<b>Figura 4.21</b>	Índices $\alpha$ y $\beta$ de las estructuras diseñadas	<b>105</b>
<b>Figura 4.22</b>	Evaluación de las rotaciones, Marcos momento resistentes	<b>106</b>
<b>Figura 4.23</b>	Índices $\alpha$ y $\beta$ utilizando rotaciones, Marcos momento resistentes	<b>107</b>
<b>Figura 4.24</b>	Evaluación del comportamiento estructural, Marcos con contravientos concéntricos	<b>108</b>
<b>Figura 4.25</b>	Índices $\alpha$ y $\beta$ utilizando rotaciones de vigas y deformaciones de contravientos, Marcos con contravientos concéntricos	<b>108</b>
<b>Figura 4.26</b>	Evaluación del comportamiento estructural, Marcos con contravientos concéntricos con comportamiento a flexión	<b>109</b>
<b>Figura 4.27</b>	Índices $\alpha$ y $\beta$ utilizando rotaciones de vigas y deformaciones de contravientos, Marcos con contravientos concéntricos con comportamiento a flexión	<b>110</b>
<b>Figura 4.28</b>	Comparativa de distorsión de los métodos de análisis	<b>111</b>

## Índice de tablas

<b>Tabla A</b>	Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso (NTCS - 2017)	<b>v</b>
<b>Tabla 1.1</b>	Localización de los edificios icónicos más altos de la ciudad de México	<b>19</b>
<b>Tabla 1.2</b>	Variación en la altura de las distorsiones de entrepiso de dos edificios de acero (Amini y Poursha 2016)	<b>21</b>
<b>Tabla 2.1</b>	Cargas muertas adicionales	<b>29</b>
<b>Tabla 2.2</b>	Cargas vivas empleadas en el diseño	<b>29</b>
<b>Tabla 2.3</b>	Materiales considerados en el modelado numérico de las estructuras	<b>34</b>
<b>Tabla 2.4</b>	Demandas sobre las vigas, marco momento resistente	<b>34</b>
<b>Tabla 2.5</b>	Elementos mecánicos sobre las columnas	<b>40</b>
<b>Tabla 2.6</b>	Determinación de la demanda de carga axial sobre las columnas, marcos momento resistentes	<b>41</b>
<b>Tabla 2.7</b>	Periodos de la estructura y proporciones de participación de la masa. Marco momento resistente	<b>49</b>
<b>Tabla 2.8</b>	Demandas sobre los contravientos	<b>53</b>
<b>Tabla 2.9</b>	Resistencias esperadas en los contravientos	<b>57</b>
<b>Tabla 2.10</b>	Periodos de la estructura y proporciones de participación de la masa	<b>61</b>
<b>Tabla 2.11</b>	Peso de las estructuras diseñadas	<b>63</b>
<b>Tabla 3.1</b>	Cargas gravitacionales por nivel	<b>77</b>
<b>Tabla 3.2</b>	Comparación de los periodos de vibrar del modelo lineal y el modelo no lineal	<b>81</b>
<b>Tabla 4.1</b>	Registros sísmicos impuestos al modelo de marcos momento resistentes	<b>90</b>
<b>Tabla 4.2</b>	Registros sísmicos impuestos al modelo de marcos con contravientos concéntricos	<b>91</b>







## RESUMEN

Se estudia el efecto de los modos superiores de vibrar en la respuesta dinámica no lineal de dos edificios de 20 pisos de acero estructurados con base en marcos de acero momento-resistentes y marcos de acero contraventeados, respectivamente. Las estructuras se detallan para que estén asociadas con las máximas ductilidades normativas y se les excitan en sus modos superiores con un conjunto de acelerogramas registradas en la *Zona de Lago* cuya frecuencia dominante coincida con el periodo correspondiente al segundo modo de vibrar de cada estructura. Además, se estima la contribución de los modos superiores a la respuesta total de la estructura.

Posteriormente, se identifican las circunstancias que ocasionan que los efectos de los modos superiores dominen la respuesta de los pisos superiores y se ofrecerán medidas cuantitativas que permita anticipar los casos y las condiciones en que esto sucede.

## INTRODUCCIÓN

El análisis de una estructura en movimiento libre proporciona las frecuencias naturales y los correspondientes modos normales. Los modos normales son posibles movimientos armónicos de vibración, en que todas las masas de la estructura se mueven en fase con la misma frecuencia,  $\omega_n$ . Las amplitudes relativas de vibración de un grado de libertad con respecto a otro se les llaman formas modales correspondientes a las frecuencias naturales. El término natural se utiliza para calificar cada una de estas propiedades de vibración, a fin de enfatizar el hecho de que éstas son propiedades naturales de la estructura en vibración libre y que solo dependen de la masa y la rigidez. A menudo se usa la frase primer modo o modo fundamental al referirse al modo asociado con la frecuencia de vibración más baja la cual está relacionada al mayor periodo, llamado también periodo de vibración natural del sistema, que es el tiempo requerido para que el sistema realice un ciclo de movimiento armónico simple. Además, se suele considerar que el primer modo rige sobre el movimiento total de la estructura. Los otros modos se llaman, a veces, armónicas altas, en este trabajo de tesis se les llamara en adelante modos superiores. Es evidente que los modos de vibración, cada uno con su frecuencia propia se comportan esencialmente como sistemas con un solo grado de libertad. En la figura I se muestra la configuración de los modos de vibrar de un sistema de tres grados de libertad.



Figura I. Modos de vibrar de un sistema de tres grados de libertad

Por lo tanto, cada modo tiene una deformada o forma modificada característica y una frecuencia de vibración asociada diferente. En realidad, una estructura sometida a un sismo vibrará según una combinación de diferentes modos de vibración.

Los periodos asociados a los modos de vibrar dependen de la rigidez lateral de la estructura, que a su vez depende de las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales que conforman el sistema estructural. La respuesta del sistema depende de sus características dinámicas, del peligro sísmico y de la ductilidad que se pretende que desarrolle la edificación.

Para ejemplificar lo anterior, se muestra en la figura II, dos espectros de respuesta de estaciones diferentes una ubicada en roca (CHI), y otra ubicada en terreno blando (SCT). En las curvas se incluyeron los tres primeros periodos de vibrar de dos estructuras. Las figuras IIa y IIb ilustran el caso de un edificio de altura mediana, mientras que las figuras IIc y IId consideran el comportamiento de un edificio de gran altura.

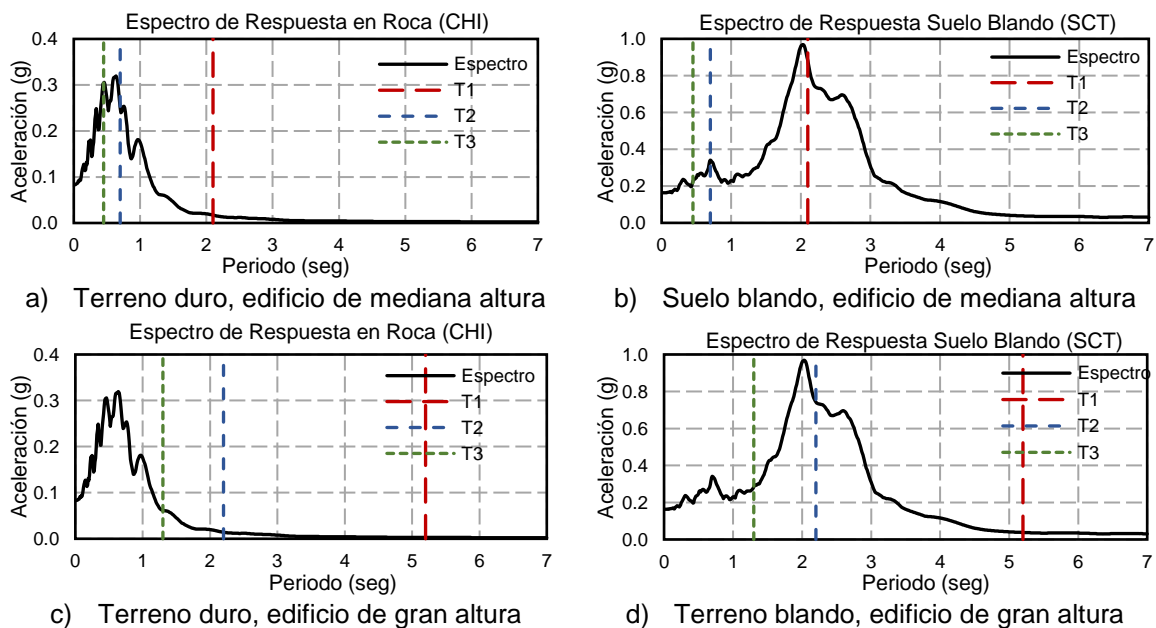


Figura II. Diferencia entre la respuesta en roca y suelo blando de dos edificios con características dinámicas distintas

Para el caso de la estructura de mediana altura, desplantada en roca, las mayores ordenadas espectrales corresponden a sus modos superiores de vibrar, esto producirá en la respuesta de la estructura una magnificación en la aceleración de los pisos que coincidan con los modos mayormente excitados. Mientras que, cuando el edificio de mediana altura está desplantado en suelo blando se excita su modo fundamental lo que se traduce en el incremento de las fuerzas inerciales en el edificio. En el caso de la estructura de gran altura, al desplantarse en roca el sistema tendría ordenadas espectrales casi equivalentes entre los primeros modos. Sin embargo, cuando el edificio de gran altura se sitúa en terreno blando, el primer periodo se encuentra en una zona de ordenadas espectrales bajas, como

resultado de esto, la contribución del modo fundamental de vibrar a la respuesta dinámica de la estructura alta disminuye. Por otro lado, el edificio alto estaría asociado a un incremento en la contribución de los modos superiores que da lugar a un aumento en los desplazamientos laterales en los pisos superiores.

La contribución de los modos superiores en la respuesta de sistemas de varios grados de libertad es un problema que afecta el comportamiento y diseño de las estructuras. Debido a estos efectos, el comportamiento dinámico de la estructura puede diferir significativamente con respecto a su primer modo de vibrar, tal como demuestran Amini y Poursha 2016 en la figura III. Investigaciones realizadas han demostrado que la participación de los modos superiores es importante conforme incrementa el número de pisos y se alarga el periodo de las estructuras (Daneshjoo 2003). También está estrechamente ligado a la ductilidad de la estructura y depende de las características de la excitación sísmica (Maniatakis *et al.* 2013). Resultados obtenidos por García (2001) mientras estudiaba la confiabilidad estructural de edificios situados en la *Zona del Lago* de la Ciudad de México, sugiere que los modos superiores pueden afectar de manera negativa al comportamiento deseable de los pisos superiores de edificios en terreno blando. Mejía (2005) a partir del estudio de la respuesta dinámica de sistemas simples de varios grados de libertad, concluye que ante un evento sísmico de igual o mayor intensidad que el ocurrido en septiembre de 1985, algunas estructuras ubicadas en la *Zona del Lago* de la Ciudad de México pueden llegar a presentar un desempeño deficiente en sus pisos superiores provocando daño. Terán *et al.* (2006) concluyeron que la degradación de rigidez puede incrementar la contribución de los modos superiores resultando en el incremento de los desplazamientos y fuerzas laterales en los pisos superiores. Terán *et al.* (2014) indican que el cociente de pseudo-aceleraciones espectrales elásticas correspondientes a los dos primeros modos de vibrar puede usarse para identificar de manera cuantitativa las circunstancias bajo las cuales el segundo modo de vibrar afecta de manera negativa la respuesta dinámica de los pisos superiores.

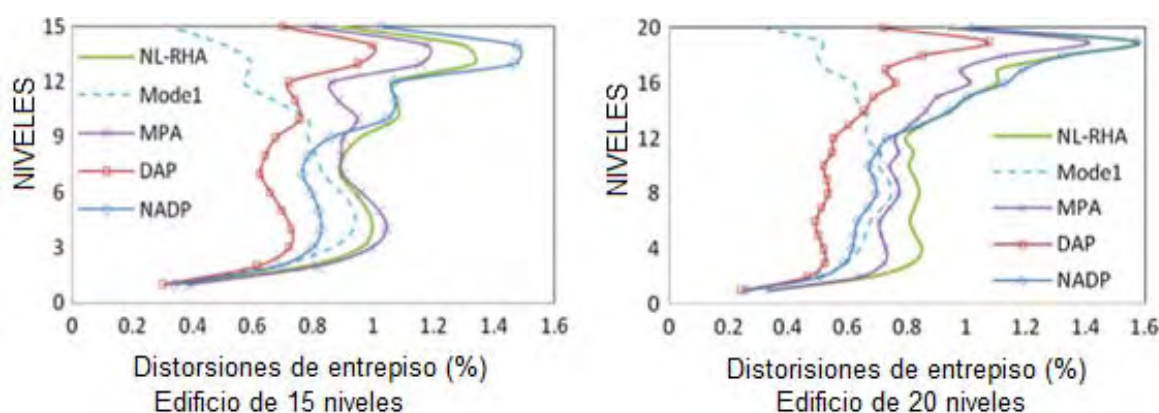


Figura III. Variación en la altura de las distorsiones de entrepiso de dos edificios de acero (Amini y Poursha 2016)

En general los códigos de diseño están basados en la respuesta del modo fundamental de las estructuras y parecen subestimar los efectos de los modos superiores de vibrar el cual tiene el potencial de inducir el colapso de pisos superiores e intermedios (Paret *et al.* 1996). Conforme los efectos de los modos superiores son más importantes para una estructura, decrece la participación de la masa en su modo fundamental de vibrar, por lo que los factores de reducción modal desarrollados en un sismo son diferentes para cada modo y, generalmente, decrece con el incremento de modo (Maniatakis *et al.* 2013). La adopción de un único valor de reducción modal, el cual es determinado por la respuesta del primer modo, subestima las aceleraciones y fuerzas de los entrepisos, significativamente.

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2017) aceptan que la respuesta dinámica de la estructura puede diferir con respecto a su primer modo de vibrar, por lo que, establecen límites para solicitar que el comportamiento sea verificado mediante análisis dinámico no lineales (tabla A).

Tabla A. Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo análisis dinámicos no lineales paso a paso (NTC-Sismo, 2017)

Zonas Geotécnicas	Estructuración	Altura en m
II y III	Regular	120
	Irregular	100
	Muy Irregular	80

## JUSTIFICACIÓN

En los últimos años la tendencia de construcción de edificios altos ha ido en aumento y se han anunciado diversos proyectos que se agregarán al paisaje urbano de la Ciudad de México (Figura IV). De acuerdo a los datos del Consejo de Edificios Altos y Habitad Urbano (CTBUH) en la Ciudad de México construirán más de 10 proyectos cuyas alturas oscilan entre los 208 y 300 metros.



Figura IV. Desarrollo de edificios altos en la CDMX (adaptados de Arquitour, 2016)

Dado que ante un evento sísmico de igual o mayor magnitud que el sismo acontecido en septiembre de 1985 algunas estructuras pueden desarrollar un comportamiento sísmico

deficiente, provocando daño en los niveles superiores e intermedios de las edificaciones, es necesario estudiar el efecto de los modos superiores. En 1985, en el 38 por ciento de las estructuras que tuvieron fallas, los daños se concentraron en los pisos superiores o intermedios (Terán *et al.* 2006), lo que significa un riesgo para el ocupante y debido a la inversión tan importante que representan este tipo de edificaciones, el daño ocasionado significa una pérdida significativa para el dueño de los mismos. Tan solo el complejo de la glorieta de Colón (Figura V) representa una inversión de 2,000 millones de dólares, por esta razón, resulta interesante estudiar bajo qué circunstancias los pisos superiores de una estructura sufren daño excesivo.



Figura V. Complejo de la glorieta de Colón (Sordo Madaleno Arquitectos)

La mayoría de los trabajos recientes encaminados a estudiar los efectos de los modos superiores se ha centrado en las demandas de aceleración, ignorando el efecto de los desplazamientos excesivos en los pisos superiores; sin embargo, estos estudios se han realizado bajo las consideraciones de suelo rígido. Debido a las condiciones del suelo en el Lago de la Ciudad de México y la tendencia constructiva actual debe revisarse el efecto de los desplazamientos en los pisos superiores.

En la figura VI se muestra la forma modal superior de la Torre Taipei 101, en la que se ejemplifica el desplazamiento en los niveles superiores que se puede llegar a desarrollar debido al efecto de los modos superiores.



Figura VI. Modo superior de vibrar de la Torre Taipei 101 (Tuan y Shang 2014)



## OBJETIVO GENERAL

- Analizar los efectos de los modos de vibrar superiores en edificios altos de acero en terreno blando con comportamiento global en corte y en flexión, para identificar las circunstancias que ocasionen efectos adversos en la respuesta sísmica de las estructuras.

## OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Revisar la literatura especializada, revistas indizadas y artículos para conocer el estado del arte con respecto a los efectos de los modos superiores en edificios altos.
- Analizar y diseñar dos edificios de acero, uno con base en marcos de acero momento resistentes y otro con marcos de acero contraventeados de acuerdo a la reglamentación vigente.
- Determinar los factores que producirán una estimulación de los modos superiores en los edificios de acero.
- Establecer un conjunto de acelerogramas que correspondan con el peligro sísmico del espectro de diseño para evaluar la respuesta de los edificios.
- Evaluar el comportamiento sísmico de dos edificios a partir de un modelo de análisis no lineal en el programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006), usando análisis estáticos y dinámicos no lineales.
- Identificar los factores que ocasionan que el efecto de los modos superiores domine la respuesta de los pisos superiores y ofrecer medidas cuantitativas que permitan anticipar los casos y las condiciones en que esto sucede.

## METODOLOGÍA

Se revisa la literatura especializada en ingeniería estructural que involucra el análisis de los modos superiores en edificios altos y material que aporta las herramientas del conocimiento necesarias para poder hacer una correcta evaluación de los casos de estudio. Esto tiene el propósito de modelar en forma acertada el comportamiento de dichas estructuras y determinar un mecanismo que permita al ingeniero evaluar si un edificio tiene un comportamiento indeseable debido a los efectos de modos superiores (Figura VII).



Figura VVIII. Metodología de tesis

### Análisis Elásticos

Se diseñan dos edificios de 20 niveles constituidos de acero, uno se diseñará con base en marcos de acero momento resistentes y el otro con marcos de acero contraventeados. Se usan factores de comportamiento sísmico igual a  $Q=4$  y  $Q=3$ , respectivamente, ya que estos son las magnitudes máximas permitidas para ambos casos en las NTC-Sismo 2017. En el proceso se consideran diseños que fomentan un comportamiento dominado por los modos superiores. Se cumplen para cada caso, los requisitos para marcos de ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes. Además, los marcos se diseñan por capacidad partiendo del momento en los extremos de las vigas, siguiendo los criterios de capacidad (AISC 341-10 2010). Una vez que se cuenta con el modelo analítico de las estructuras se lleva a cabo un análisis modal espectral con el espectro de diseño para la Zona del Lago de la ciudad de México, con el cual estiman los elementos mecánicos, desplazamientos y distorsiones de entrepiso.

## **Análisis No lineales**

### **Primera etapa**

Primeramente, se llevan a cabo análisis estáticos bajo deformación lateral monótonamente creciente (Análisis estático no lineal) para evaluar las características mecánicas globales de las estructuras con el programa OpenSee (Mazzoni *et al.* 2006). Los modelos no lineales consideran el comportamiento no lineal de los elementos estructurales a nivel local incluyendo la estimación de la capacidad rotacional de las vigas, así como la no linealidad debida al cambio de geometría de la estructura. La modelación inelástica de los contravientos se hace siguiendo los parámetros recomendados por estudios paramétricos, por ejemplo, Tapia *et. al* (2016). Para estos análisis se utiliza un patrón de cargas proporcional al primer modo de vibrar de los edificios. Los apoyos de las columnas de la planta baja se modelan como empotramientos perfectos sin considerar la interacción suelo-estructura.

### **Segunda etapa**

Debido a los resultados obtenidos por Maniatakis (2013) en el que indica que la contribución de los efectos de los modos superiores depende de las características del movimiento del suelo, se consideran movimientos de terreno cuyo periodo dominante es cercano al periodo del segundo modo de vibrar de las estructuras. Para representar adecuadamente el peligro sísmico de la Zona del Lago de la CDMX se escalan los espectros de respuesta de tal forma que las aceleraciones espectrales sean iguales o mayores a las ordenadas espectrales del espectro de reglamento para cada edificio.

Los edificios se someten a una muestra suficiente de acelerogramas escalados registrados en la Zona del Lago de la CDMX, estos análisis sirven para la observación del comportamiento de las estructuras, con la que se comparan con respecto a los resultados del análisis modal espectral.

Con los resultados de los análisis dinámicos no lineales paso a paso se determinan los casos en los que el segundo modo de vibrar influye significativamente en la respuesta del edificio, definiendo un cociente de distorsiones que relaciona la demanda máxima de distorsión en los pisos superiores con aquella observada en los pisos inferiores.



---

# **CAPÍTULO I**

---

## **ESTADO DEL ARTE**

# Capítulo 1

## Estado del arte

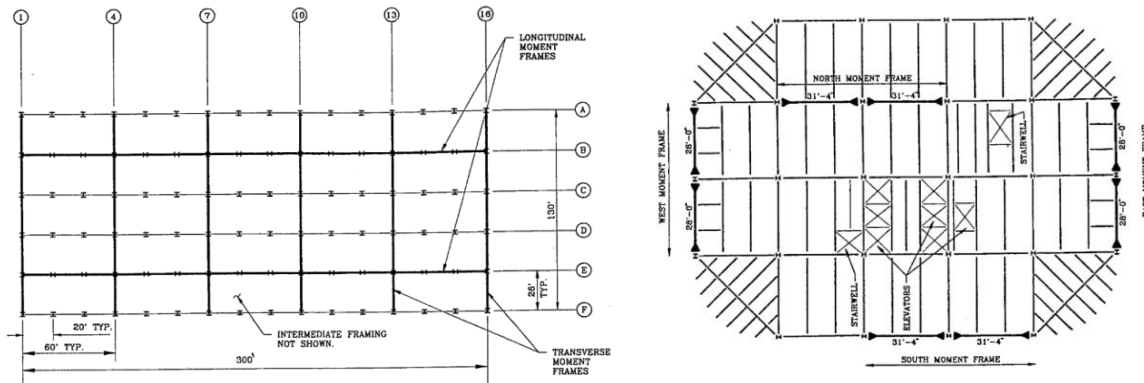
### 1.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se discute una evaluación del estado del arte con respecto a la respuesta sísmica de edificios debido a sus modos superiores. En las investigaciones desarrolladas sobre los efectos de modo superiores se tienen dos diferentes enfoques, el de amplificación de la respuesta de aceleración y el de desplazamientos. La mayoría de los trabajos recientes direccionados al estudio de los modos superiores se ha centrado en las demandas de aceleración, tanto de entrepiso como de contenidos, este enfoque establece que ante un evento sísmico el efecto de respuesta máxima en los pisos superiores dañará mucho el contenido del edificio y poco el sistema estructural. En menor medida se ha estudiado las demandas de desplazamiento debido a la excitación de los modos superiores, este enfoque demuestra que la excitación de los modos superiores genera una distorsión de entrepiso en los niveles superiores, provocando articulaciones plásticas y daño en los pisos superiores.

### 1.2. EFECTOS DE MODOS SUPERIORES

#### 1.2.1 Paret *et al.* (1996)

Este estudio evaluó dos edificios de 17 niveles estructurados con base en marcos momento resistentes de acero con procedimientos inelásticos para identificar los mecanismos de falla causados por los efectos de los modos superiores, en la figura 1.1 se muestran la estructuración en planta de los edificios que estudiaron. El edificio de la figura 1.1a está estructurado en una configuración de viga fuerte y es altamente regular en su configuración geométrica en planta, mientras que el edificio de la figura 1.1b es una estructuración de columna fuerte y presenta una irregularidad geométrica en planta.

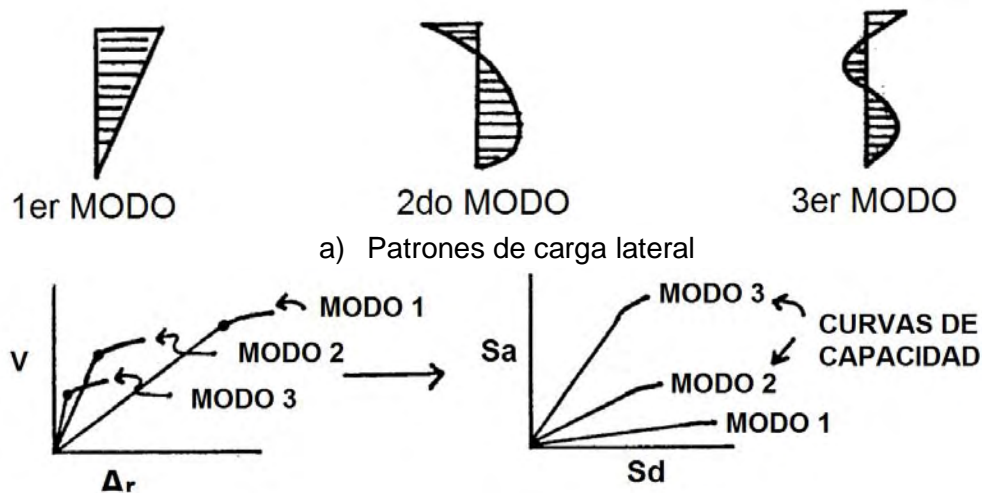


a) Estructuración de viga fuerte

b) Estructuración de columna fuerte

Figura 1.1 Estructuración en planta de los dos edificios de 17 niveles (Paret *et al.* 1996)

Paret *et al.* (1996) determinaron las curvas de capacidad en modelos no lineales para cargas estáticas monótonicamente crecientes, donde utilizaron diferentes patrones representando los tres primeros modos de vibrar de las estructuras (Figura 1.2). También, determinó la curva de demanda para periodos de retorno de 475 y 2000 años del sitio específico de las estructuras.



a) Patrones de carga lateral

b) Curvas de capacidad para los diferentes patrones de carga

Figura 1.2 Resultados y consideraciones del estudio de Paret *et al.* (1996)

V	Cortante en la base
$\Delta_r$	Desplazamiento de azotea
Sa	Pseudo-aceleración
Sd	Pseudo-desplazamiento

En la investigación utilizaron el método de espectro de capacidad (CSM) (Freeman 1994), en la cual se grafican las curvas de capacidad y las curvas de demanda en el mismo eje

coordinado, como se muestra en la figura 1.3. La intersección de la curva de capacidad (Análisis estático no lineal) con la curva de demanda (espectro de respuesta) aproxima la respuesta y el desempeño de la estructura para ese sismo en particular. Concluyeron que para un sismo determinado el segundo modo de vibrar de la estructura se plastifica mientras que los demás modos permanecen elásticos.

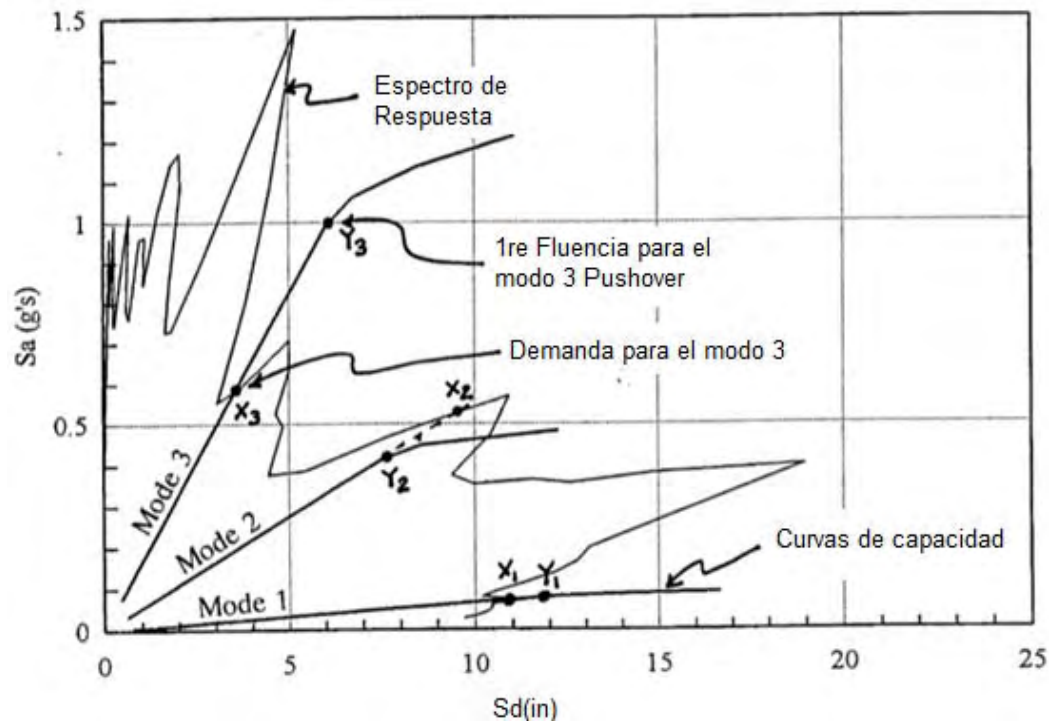


Figura 1.3 Curvas de capacidad y demanda para el edificio con columnas fuertes (Paret *et al.* 1996)

El estudio concluyó que los códigos de diseño están basados en la respuesta del modo fundamental y parecen subestimar los efectos de los modos superiores de vibrar. Los modos superiores tienen el potencial de inducir el colapso de pisos superiores e intermedios.

### 1.2.2 Daneshjoo y Gerami (2003)

El estudio está basado en el análisis lineal espectral y dinámico no lineal paso a paso de marcos de acero momento resistentes de 4, 10, 15, 20 y 25 pisos, para investigar los efectos de los modos superiores de un sistema de múltiples grados de libertad. En este estudio se utilizaron los registros de El Centro, Tabas, Naghan y Manjil que se muestran en la figura 1.4.



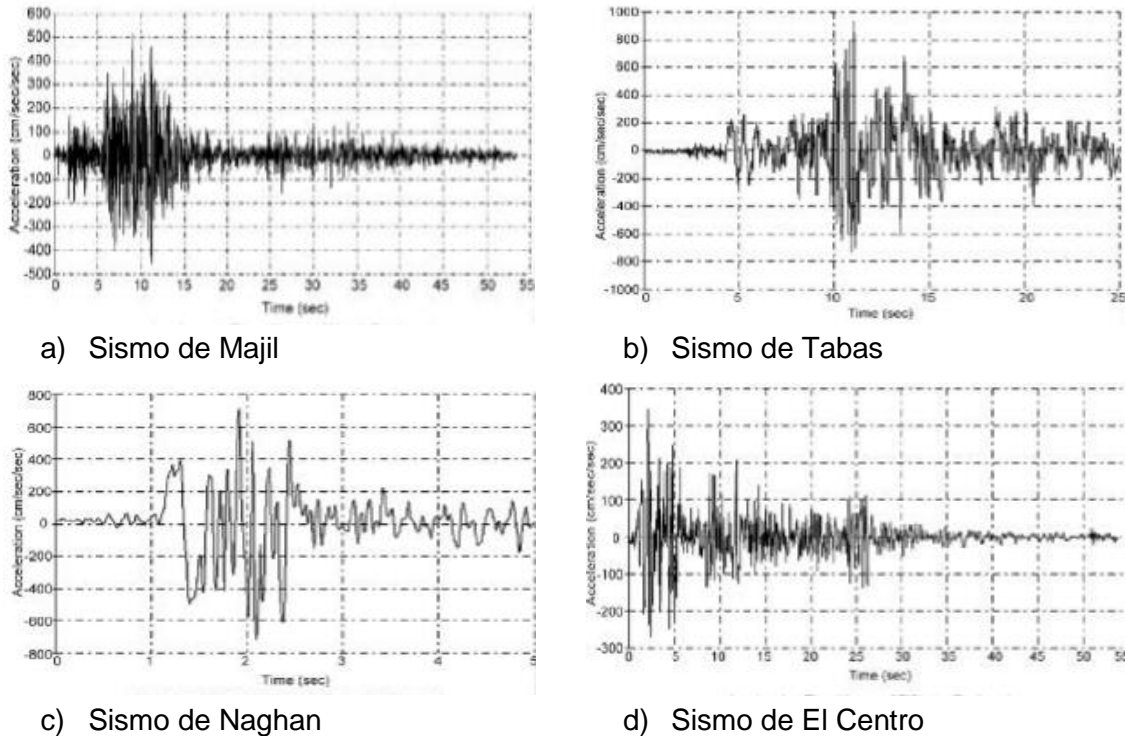


Figura 1.4 Historia de aceleración de los sismos considerados en Daneshjoo y Gerami (2003)

Daneshjoo y Gerami (2003) evaluaron la demanda de distorsiones de entrepiso para los diferentes edificios aplicando las diferentes señales sísmicas y variando la ductilidad de las estructuras, utilizaron ductilidades globales de 3.0, 5.0 y 7.0. En la figura 1.5 se nota que las máximas distorsiones y ángulos de deriva se concentran en los pisos superiores para los edificios de 20 niveles, evidenciando con ello el efecto de los modos superiores.

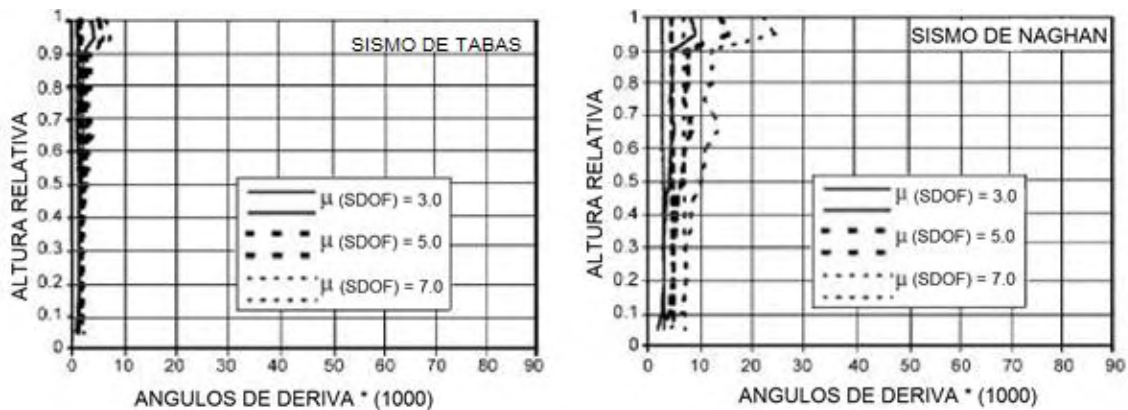


Figura 1.5 Demanda de distorsión global y de entrepiso para el marco de 20 niveles (Daneshjoo y Gerami 2003)

El estudio paramétrico concluyó que la participación de los modos superiores es importante conforme incrementan el número de pisos y se alarga el periodo de la estructura. También, está relacionado a la ductilidad de la estructura, entre mayor sea la ductilidad incrementara la importancia de los modos superiores en la participación de la respuesta sísmica de la estructura y depende también de las características de la excitación sísmica.

### 1.2.3 Terán et al. (2006)

El estudio pretende establecer de manera preliminar las condiciones bajo las cuales el efecto de la degradación de rigidez implica una mayor participación de los modos superiores en la respuesta dinámica de las edificaciones ubicadas en la Zona del Lago de la CDMX. En este estudio se diseñan varias edificaciones de concreto reforzado conforme a los requerimientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-2004) variando la regularidad de la estructura, se diseñan edificios de 12, 15 y 20 pisos y para una ductilidad objetivo de 2, 3 y 4. En la figura 1.6 se observa la distribución en elevación de ambos edificios. La geometría de las diferentes edificaciones propuestas en este estudio se muestra en la figura 1.6.

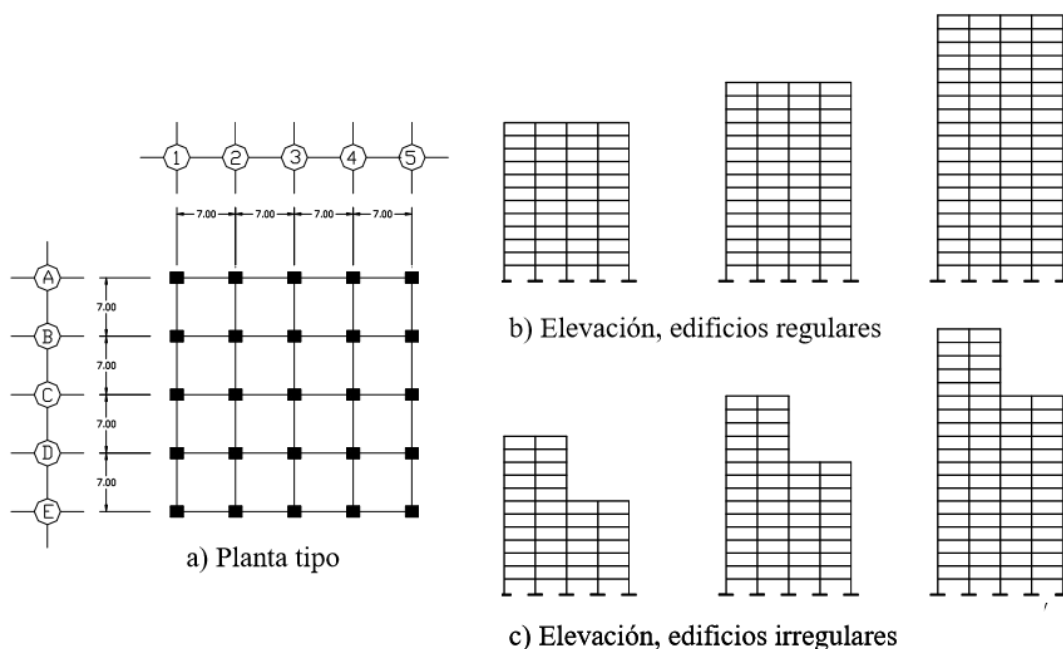


Figura 1.6 Geometría de los edificios bajo consideración (Terán et al. 2006)

Los autores procedieron a realizar un análisis más detallado de aquellas estructuras que desarrollaron una mayor acumulación de daño en los pisos superiores para un edificio regular y otro irregular, estos fueron los edificios de 20 niveles con ductilidades de 4. Se realizaron modelos no lineales de ambos edificios y se obtuvieron sus curvas de capacidad con cargas estáticas crecientes. Por último, se realizaron análisis en la historia del tiempo

para 10 diferentes muestras de acelerogramas, con las que se obtuvieran las curvas de distorsiones máximas de ambos edificios para comportamientos elasto-plásticos y con pérdida de rigidez de Takeda. En las gráficas de la figura 1.7 se nota que para ciertos sismos las distorsiones máximas se acumulan en los pisos superiores y que dicho efecto es mayor en edificios con irregularidad.

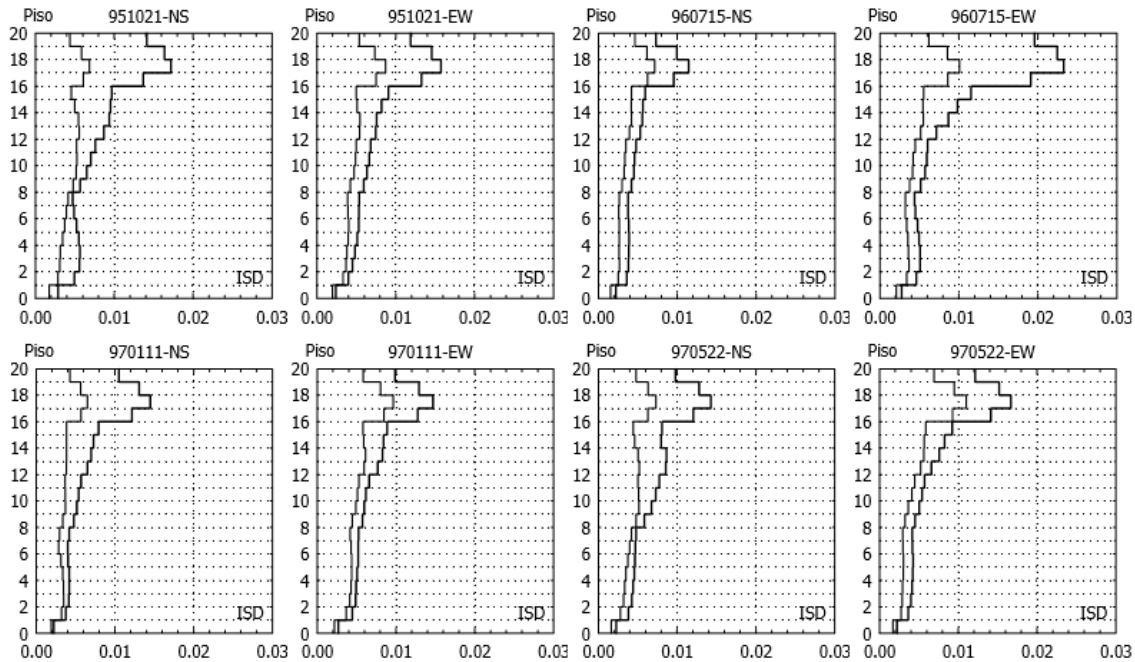


Figura 1.7 Muestra de distorsiones máximas para edificio irregular (Terán *et al.* 2006)

El estudio concluyó que, aunque la degradación de rigidez puede resultar en que la contribución del modo fundamental de vibrar a la respuesta dinámica de la estructura disminuya, el incremento en la contribución de los modos superiores puede ocasionar (a pesar de una reducción en el cortante basal de la estructura) incrementos de los desplazamientos y fuerzas laterales en los pisos superiores, lo que puede resultar en un desempeño sísmico insatisfactorio.

#### 1.2.4 Maniatakis *et al.* (2013)

En este artículo se investiga las contribuciones de los modos superiores sobre la respuesta global de un edificio con marco momento resistente de concreto reforzado de nueve pisos, para el que se espera el dominio del primer modo en la respuesta dinámica de la estructura, se calcularon directamente los factores de comportamiento modal (factores de reducción) para los tres primeros modos y examinaron la validez de los supuestos. La evaluación la realizó tanto en deformaciones, fuerzas de inercia de entrepiso y cortante de entrepiso.

Para este estudio analizaron el comportamiento de una estructura de concreto reforzado regular de 9 pisos, se seleccionó un marco central de la estructura para realizar análisis más refinados, como se observa en la figura 1.8.

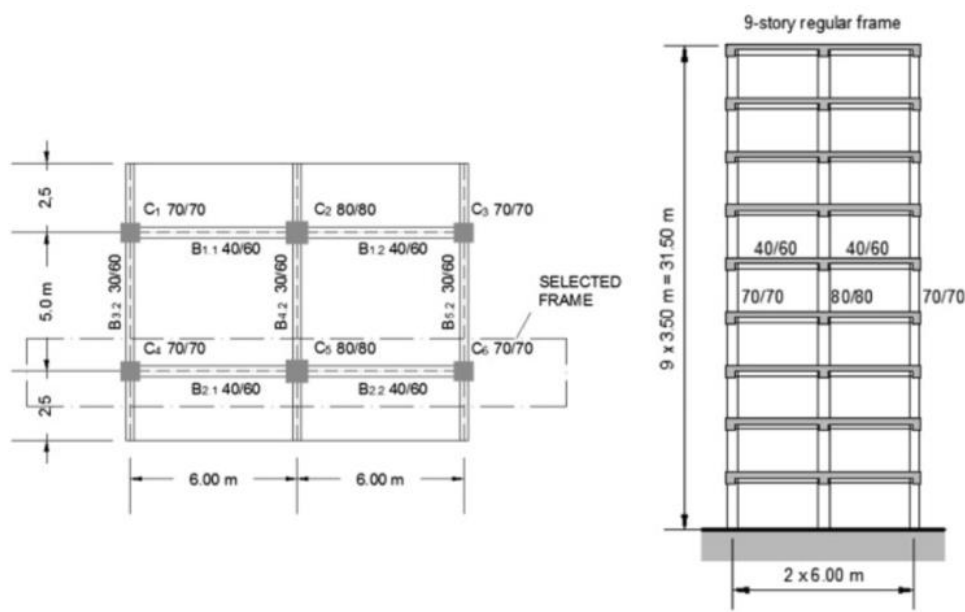


Figura 1.8 Estructura seleccionada para el análisis, planta y elevación (Maniatakis *et al.* 2013)

El estudio consideró análisis dinámicos de la estructura estudiada con 35 diferentes registros para evaluar los factores de comportamiento modal de la estructura. De acuerdo con los resultados, los efectos de los modos superiores en los desplazamientos de entrepiso no son importantes y el estudio de los efectos en los modos superiores se debe centrar en la respuesta no lineal de sistemas de múltiples grados de libertad cuyo sistema de resistencia lateral consista en muros de cortante. En la figura 1.9 se muestran los factores de reducción que obtuvo para los diferentes modos.

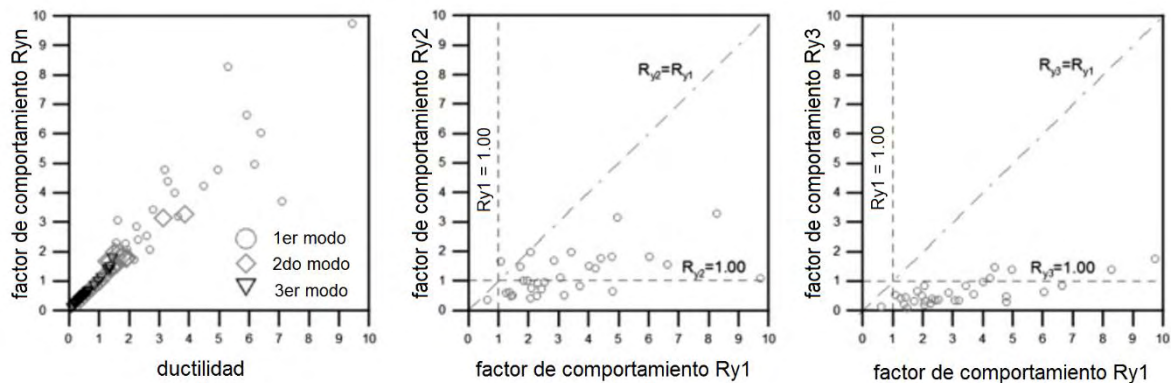


Figura 1.9 Factores de ductilidad y de comportamiento: a) relación entre el factor de comportamiento  $R_{y1}$  y la ductilidad; b) Relación entre el factor de comportamiento  $R_{y2}$  y  $R_{y1}$ ; c) Relación entre los factores de comportamiento  $E_{y3}$  y  $R_{y1}$  (Maniatakis *et al.* 2013)

La investigación concluyó que la contribución de los efectos de modo superior a las fuerzas inerciales y cortantes depende de las características del movimiento sísmico y que los factores de reducción modal  $R_{yn}$  desarrollados en los sismos son diferentes para cada modo y, en general, decrecen conforme incrementa el modo de vibrar.

### 1.2.5 Terán *et al.* (2014)

En la investigación se estudió el efecto de los modos superiores de vibración en la respuesta dinámica no lineal de un edificio de 20 niveles de concreto reforzado estructurado con base en marcos momento resistentes, tal como se observa en la figura 1.10. Se consideran modelos analíticos con dos tipos de comportamiento histérico, elasto-plástico y con degradación de rigidez.

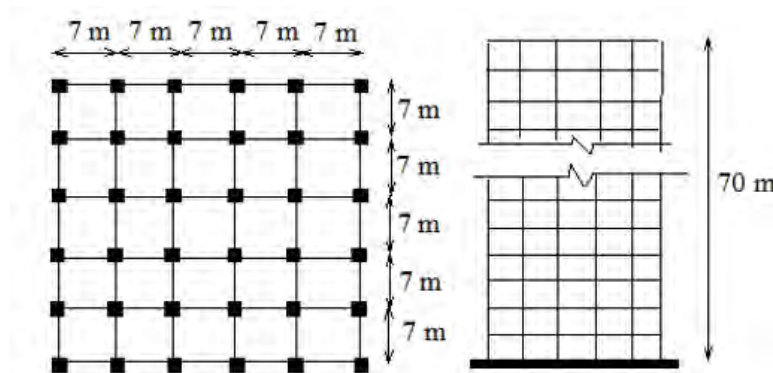
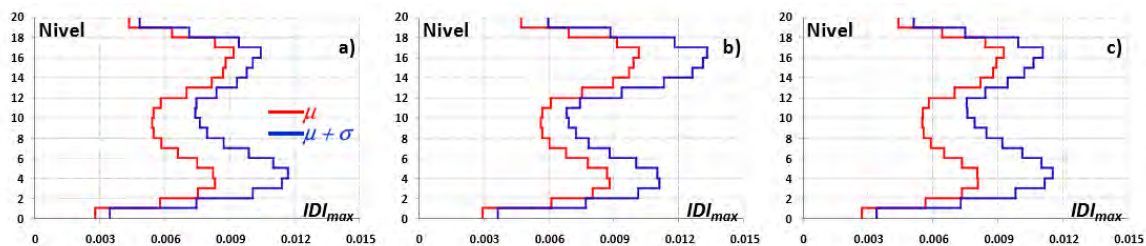


Figura 1.10 Vista en planta y elevación del edificio de 20 pisos (Terán *et al.* 2014)

Se realizaron análisis dinámicos para estudiar la respuesta del edificio en un contexto en que los modos superiores contribuyan de manera importante en la respuesta dinámica, para ello se consideran movimientos del terreno cuyo periodo dominante sea cercano al segundo modo de vibrar del edificio. En el artículo se establecieron un grupo de 20 acelerogramas registrados en la estación Xotepingo, localizada en la Zona de Transición de la CDMX.





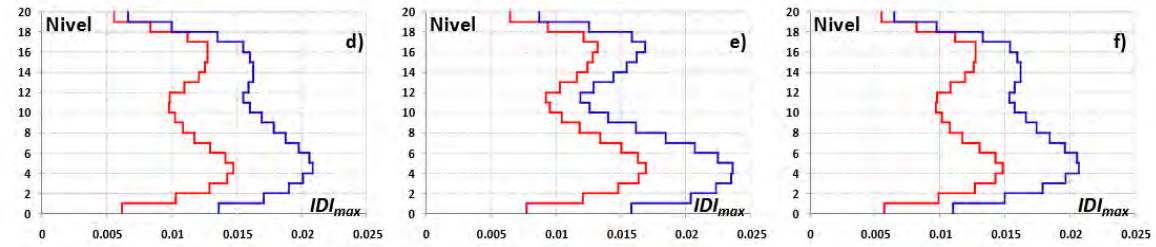


Figura 1.11 Distorsiones en la altura para edificio de 20 niveles, modelo degradante (Terán *et al.* 2014)

Con el fin de definir los casos en que la respuesta dinámica del edificio queda influida de manera importante por el segundo modo de vibrar, se define un cociente de distorsiones que relaciona la demanda de distorsiones máximas ( $ID_{max}$ ) en los pisos superiores con aquella observada en los pisos inferiores. En las gráficas de la figura 1.12 un valor mayor que 1 de  $C_\psi$  implica un daño más severo en los pisos inferiores en relación con lo observado en los pisos superiores, en los ejes de las abscisas se considera tres parámetros: a)  $\alpha$  definido como el cociente  $S_a(T_1) / S_a(T_2)$ ; b)  $\beta$ , definido como  $E_i(T_1)/E_i(T_2)$ ; c)  $\gamma$ , definido como el cociente de las velocidades espectrales.

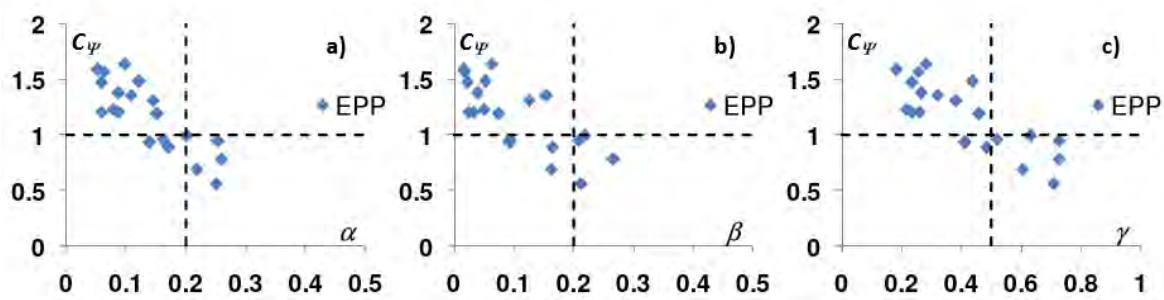


Figura 1.12 Parámetro  $C_\psi$  modelo elasto-plástico y  $a_{max} = 0.175 \text{ g}$ , en función de: a)  $\alpha$ ; b)  $\beta$ ; c)  $\gamma$  (Terán *et al.* 2014)

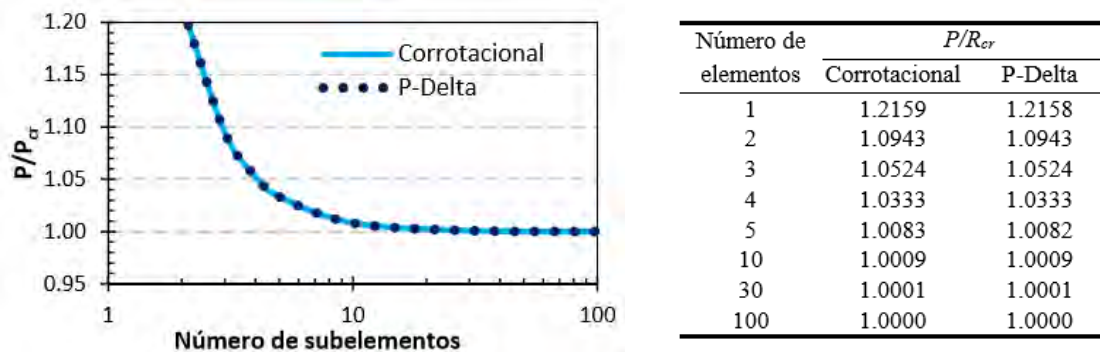
La investigación concluye que el comportamiento histórico no afecta de manera importante la respuesta del edificio de 20 pisos. El tipo de escalado considerado para los movimientos del terreno afecta de manera importante la distribución que tiene en altura la variabilidad de la distorsión máxima de entrepiso y que el cociente de pseudo-aceleraciones espectrales elásticas correspondientes a los dos primeros modos de vibrar puede usarse para identificar de manera cuantitativa las circunstancias bajo las cuales el segundo modo de vibrar afecta de manera negativa la respuesta dinámica de los pisos superiores.

### 1.3. MODELADO NO LINEAL

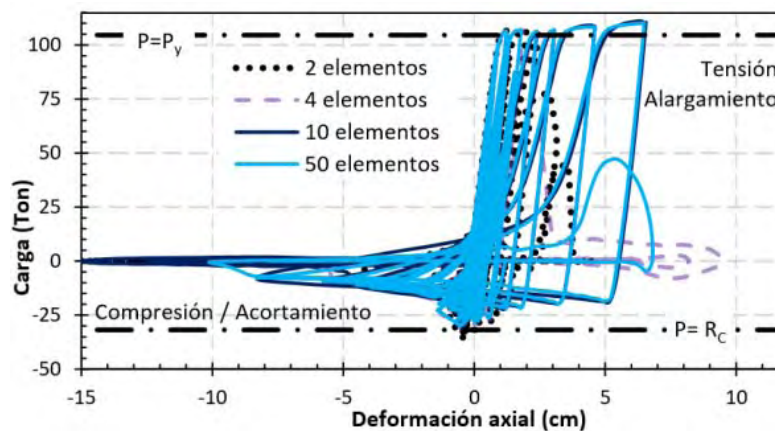
#### 1.3.1 Tapia *et al.* (2016).

Los autores realizaron un estudio paramétrico que evalúa aproximaciones óptimas del modelado de contravientos mediante la influencia de la discretización transversal, el número de subelementos, imperfecciones geométricas en el centro del claro, modelado de la placa de conexión, puntos de integración, fatiga y endurecimiento por deformación del material. Para este estudio se utilizó el programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006) tanto para los análisis estáticos como para los dinámicos.

Con base en los resultados del estudio, se indica que la estimación correcta de la capacidad de pandeo se obtiene con un mínimo de 8 elementos para análisis estáticos y de al menos 10 si se desea modelar correctamente la respuesta inelástica en ciclos histeréticos en contravientos dúctiles.



Estimación de la capacidad de pandeo en función del número de elementos



Influencia de las subdivisiones en los ciclos histeréticos

Figura 1.13 Resultados de análisis en función del número de elementos y transformación geométrica (Tapia *et al.* 2016)

La discretización en la sección transversal de los contravientos permite modelar la plastificación progresiva de la sección transversal. Sin embargo, una mayor cantidad de

fibras implica un mayor tiempo y trabajo de cómputo, mientras que, una discretización pobre implica la pérdida de información de fuerzas y desplazamientos en el elemento. En este estudio realizado, los resultados convergen en la capacidad objetivo cuando se modelan placas con al menos cuatro fibras por lado, es decir un modelo de 16 fibras para contravientos de tipo cajón como se puede observar en la gráfica de la figura 1.14.

En los programas de análisis no lineal, el modelado de las placas puede realizarse de tres formas. Mediante resortes rotacionales como una representación de la rigidez de la placa, con elementos de longitud finita con una sección transversal modelada con fibras y usando una articulación en los extremos.

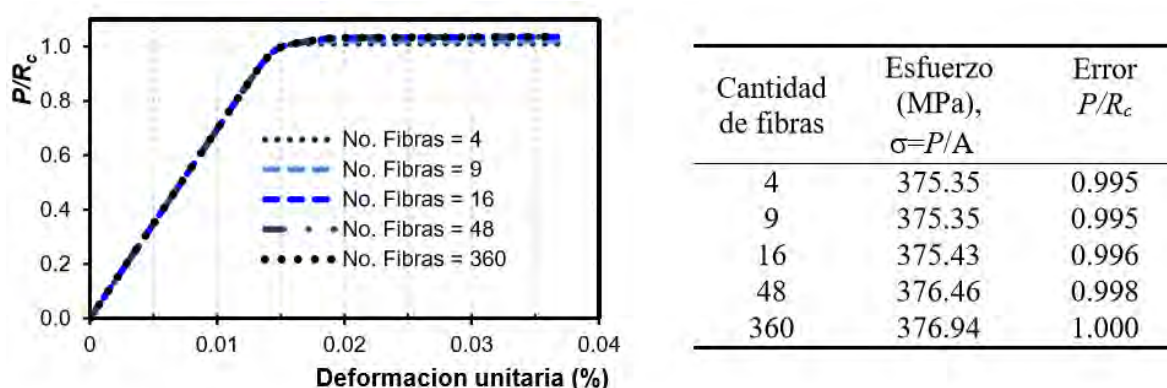


Figura 1.14. Influencia del número fibras por placa en un perfil OR (Tapia *et al.* 2016)

El estudio demuestra que el modelo de conexiones con elementos fibra y resortes rotacionales determinan con precisión la capacidad de los contravientos; sin embargo, los modelos con elementos fibra tienen la ventaja de que son más fáciles de modelar. La figura 1.15 muestra la influencia de la rigidez de la placa de conexión de los contravientos en la capacidad axial del elemento en función de la deformación máxima en el centro de la longitud no arriostrada. Con base en los resultados, la condición modelada como articulación (nula rigidez al giro en la conexión) representa el límite de estabilidad, por lo que esta condición representa la condición más crítica físicamente posible.



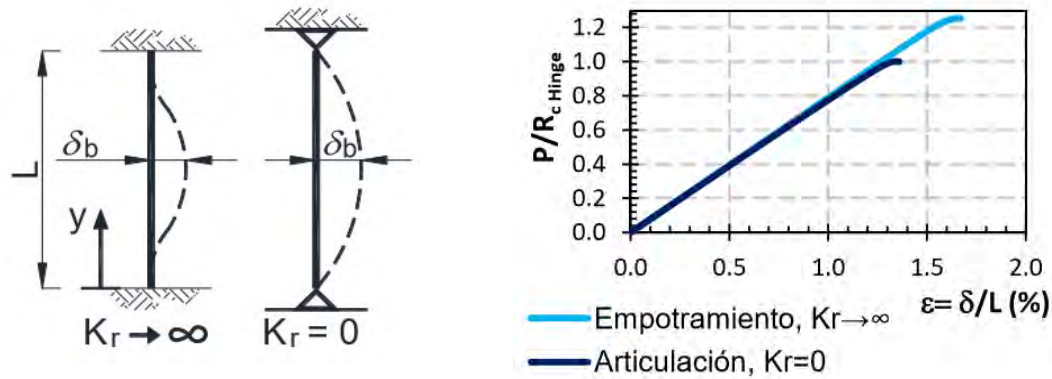


Figura 1.15. Influencia de la rigidez de la placa de conexión  $K_r$  Tapia *et al.* (2016)

La figura 1.15 trata de demostrar que la respuesta y cantidad de ciclos del contraviento no se ve alterada por el tipo de conexión modelada. Sin embargo, cuando se evalúa la influencia del tipo de conexión en la rigidez lateral del marco, la conexión modelada mediante un elemento con fibras desarrolla ciclos más estables con una magnitud de distorsión menor. Por lo que en este estudio se recomienda usar modelos de fibras cuando los modelos se usan en análisis que pretenden establecer la capacidad lateral de los edificios.

Con base en los resultados, los ciclos histeréticos de los contravientos son similares independientemente del tipo de conexión modelada. Los modelos con fatiga en el material son incapaces de desarrollar ciclos adicionales estables y están relacionados con deformaciones por acortamiento mucho más grandes que los elementos sin modelos de fatiga del material. Además, se puede notar que la fatiga tiene poca o nula influencia en los contravientos que tienen conexiones modeladas mediante un elemento con fibras.

En los programas de análisis, en la definición de la curva esfuerzo-deformación, la pendiente que establece el incremento de la resistencia por el endurecimiento por deformación se define mediante el módulo de elasticidad  $E$  afectado por una variable  $b$ . En este estudio se evaluó la influencia del factor  $b$  (figura 1.16). Los resultados indican que el modelo con menor endurecimiento por deformación desarrolla la mayor deformación axial, lo que ocasiona que el marco desarrolle un mayor desplazamiento lateral. Por otro lado, el modelo con mayor valor del parámetro  $b$ , tiene ciclos más estables, pero representa un escenario poco conservador de la respuesta del material.

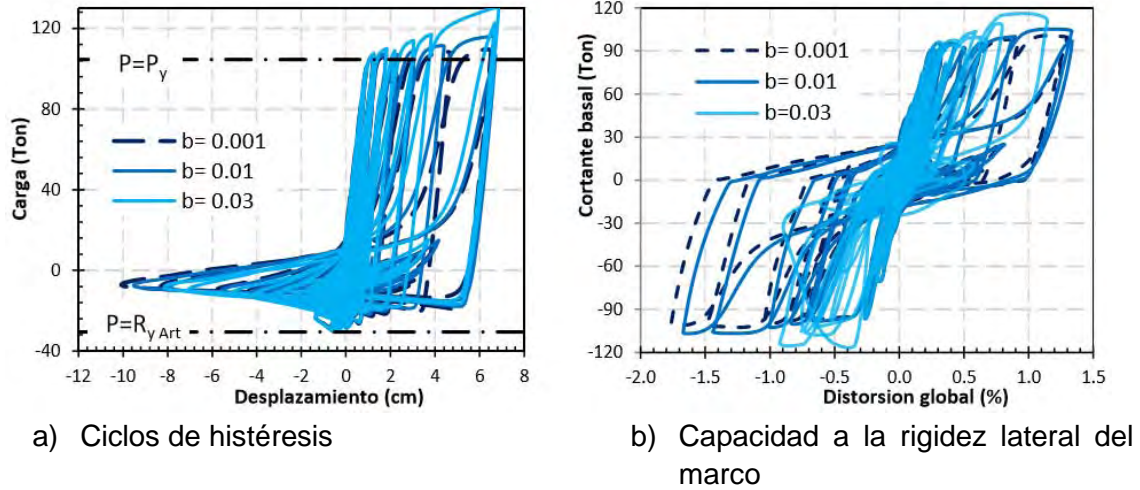


Figura 1.16. Influencia del endurecimiento por deformación en los ciclos post-pandeo  
Tapia *et al.* (2016)

### 1.3.2 Poursha y Amini (2016).

En este trabajo realizado se propone un método para tener en cuenta el efecto de los modos superiores en la estimación de las demandas de edificios altos, este método está basado en desplazamientos (NADP) y en la teoría de la dinámica estructural. Para evaluar este nuevo método, se seleccionaron tres marcos momento resistentes de acero con diferentes alturas, 10, 15 y 20 pisos respectivamente y se compara con diferentes métodos antes propuestos (MPA, DAP), el método MPA es un método de predicción basado en un análisis estático no lineal con patrón de cargas modal, mientras que, el método DAP es un análisis estático no lineal basado en desplazamientos. Las demandas sísmicas debidas al método NADP son comparadas con un análisis no lineal de historia en el tiempo (NL-RHA) como una solución de referencia.

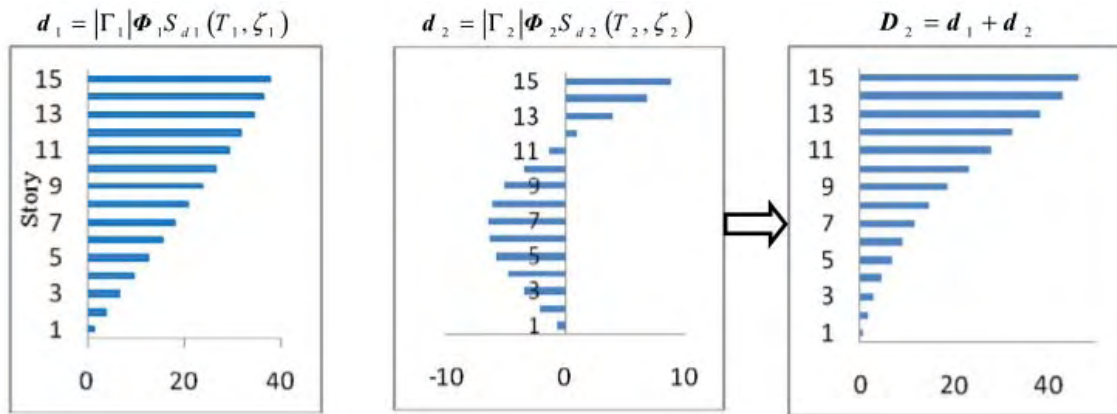
El objetivo de este artículo es desarrollar un procedimiento estático no lineal basado en desplazamientos de tal manera que puedan ser tomados en cuenta los efectos de los modos superiores en la estimación de la respuesta sísmica de edificios altos. Las demandas sísmicas son calculadas como las envolventes de dos o tres análisis estáticos con carga monótonicamente creciente. Los desplazamientos están dados por la ecuación 1.1 para la generación de las cargas laterales en el procedimiento basado en desplazamientos.

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \Phi_n D_n(t) \quad (1.1)$$

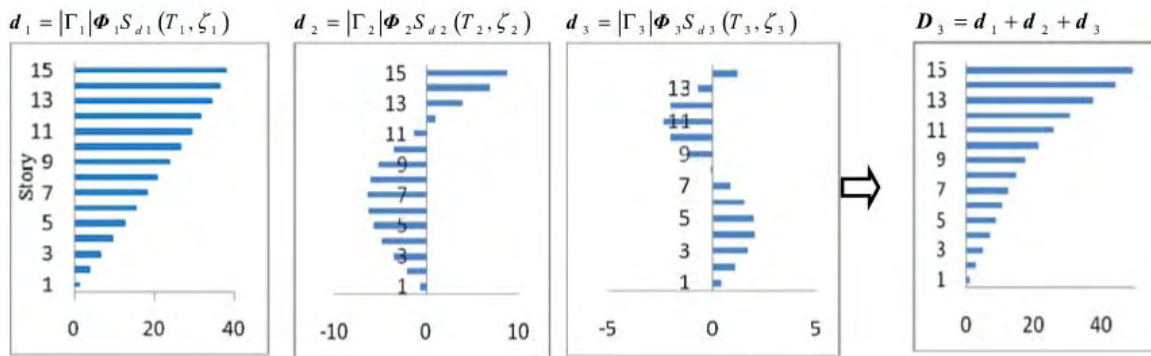
El método NADP consiste de algunos análisis estáticos no lineales. El primer análisis estático se realiza usando un patrón de cargas equivalente a la primera forma modal del marco, usando un desplazamiento objetivo previamente definido. El segundo análisis es llevado a cabo usando la distribución lateral mejorada, la cual se obtiene con la ecuación

1.2 incluyendo la contribución de dos modos de vibrar. El tercer análisis se realiza si el periodo fundamental de vibrar de la estructura es igual o mayor a 2.2 segundos. En este análisis se utiliza la ecuación 1.2 para tres modos de vibrar. Las demandas sísmicas en desplazamiento, distorsiones de entrepiso, rotaciones plásticas, se toman como los valores máximos para cada análisis realizado.

$$D_k = \sum_{i=1}^k d_i = \sum_{i=1}^k |\Gamma_i| \Phi_i S_{di}(T_i, \zeta_i) \quad (1.2)$$



a) Desplazamientos de entrepiso modal y distribución de cargas laterales incluyendo la contribución de dos modos



b) Desplazamientos de entrepiso modal y distribución de cargas laterales incluyendo la contribución de tres modos

Figura 1.17. Determinación de la distribución de las fuerzas aplicadas (Poursha y Amini 2016)

El método NADP provee mejores predicciones de la respuesta sísmica que el método MPA en los entrepisos superiores de edificios altos en los cuales los efectos de modo superiores son importantes. Los resultados obtenidos para movimientos del suelo intensos confirman que la respuesta sísmica es adecuadamente predicha por el método NADP cuando la estructura incursiona en el intervalo inelástico.

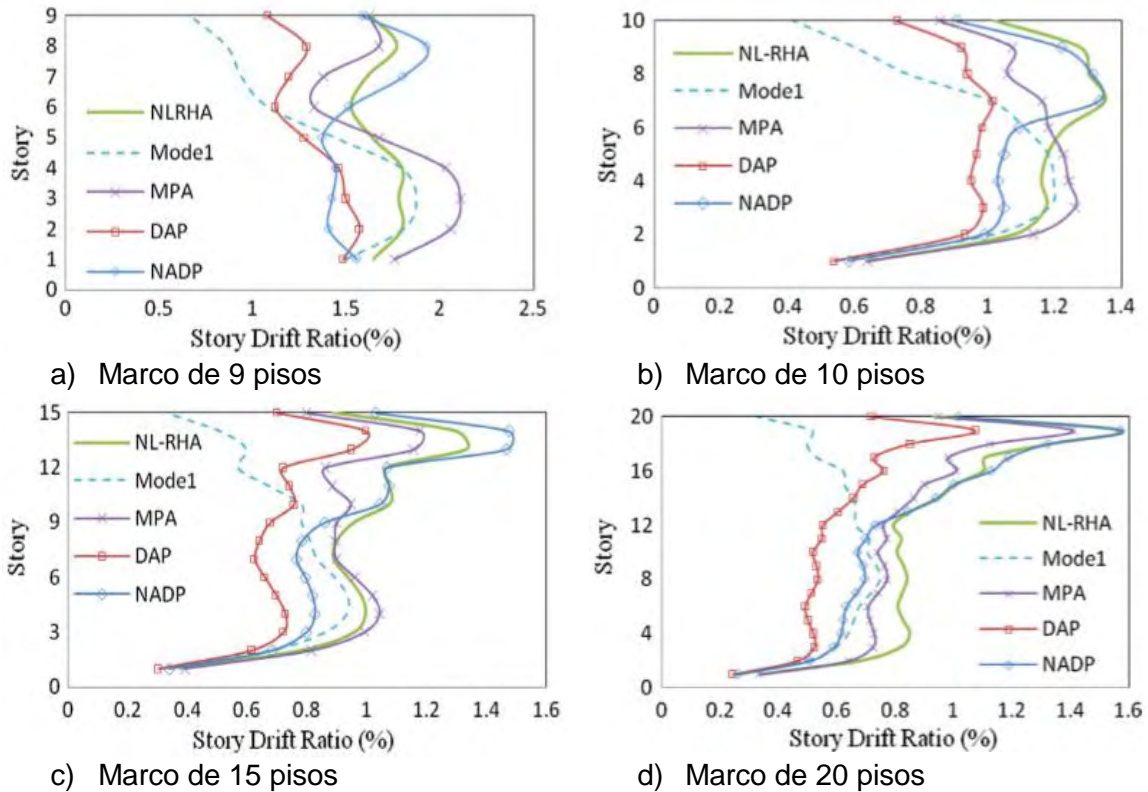


Figura 1.18 Variación en altura de las distorsiones de entrepiso (Poursha y Amini 2016)

## 1.4. CRITERIOS NORMATIVOS

Las normas y manuales que rigen el diseño de estructuras en México indican factores que permiten la reducción de las ordenadas espectrales de diseño, estos factores dependen de las características geométricas, constructivas y de diseño de las estructuras. Los factores en común en estos manuales son: la regularidad estructural, la ductilidad objetivo del sistema estructural, la sobrerresistencia que es capaz de desarrollar la edificación y la redundancia estructural.

### 1.4.1 Sobrerresistencia

La sobrerresistencia es la capacidad de incrementar el cortante resistente de una estructura con respecto al cortante de diseño, por lo regular esta capacidad de carga extra se expresa como la relación entre la carga cortante máxima y la carga cortante de diseño. La sobrerresistencia de las estructuras depende entre otras cosas de la ductilidad de la estructura, el sistema estructural empleado y el material de la estructura. Las fuentes de sobrerresistencia de una estructura diseñada conforme el reglamento se deben a la tipificación de las secciones transversales de un cierto número de pisos para facilitar la construcción de la estructura, la elección de las secciones estructurales están sujetos a las existentes en el mercado y se emplean secciones que sobrepasan la resistencia requerida

por diseño, la relación entre la resistencia nominal del acero y la resistencia real del material, el endurecimiento por deformación del acero y la formación del mecanismo del colapso dúctil que promueven los reglamentos de diseño (Tapia y Tena 2011).

Los diferentes reglamentos y normas mexicanas proponen formulas con las cuales pretenden estimar la sobrerresistencia esperada en las estructuras. Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del 2004 (NTC-Sismo-2004), en su apartado de criterios y acciones, apéndice A, apartado A3 sugiere que el factor de sobrerresistencia se calcule con la ecuación 1.3, en la cual  $T_a$  es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño.

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} & \text{si } T \leq T_a \\ 2 & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (1.3)$$

Por otra parte, en el Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-2015) de la Comisión Federal de Electricidad se propone una ecuación que es función del periodo fundamental de la estructura y de una sobrerresistencia índice,  $R_0$ , el cual toma valor dependiendo del sistema estructural empleado. Los valores posibles de  $R_0$  son;  $R_0 = 2$  para marcos de concreto reforzado, acero o compuestos diseñados con un  $Q = 2$  y  $Q = 3$ , columnas de concreto o de acero reforzados con losas planas, o estructuraciones hechas con elementos de concreto prefabricado o presforzado; por marcos contraventeados, por muros de mampostería de piezas huecas. El índice  $R_0$ , tomará una magnitud de 2.5 para marcos dúctiles de concreto reforzado, de acero estructural o compuestos diseñados con  $Q = 4$ , por marcos contraventeados y sistemas duales diseñados con  $Q = 3$ , o muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos. Finalmente, el factor de la sobrerresistencia índice tomará una magnitud de 3 para estructuraciones mixtas dúctiles diseñadas con  $Q = 4$ , como marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero. A continuación, se muestran las ecuaciones propuestas por el Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-2015):

$$R = \begin{cases} R_0 + 0.5 \left( 1 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}} \right) & \text{si } T_e \leq T_a \\ R_0 & \text{si } T_e > T_a \end{cases} \quad (1.4)$$

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-Sismo-2017) de la Ciudad de México tomarán en cuenta en el cálculo de la sobrerresistencia un factor básico de sobrerresistencia  $R_0$  que toma una magnitud de 2.0 para estructuras diseñadas con ductilidades mayores a 3 y con una magnitud de 1.75 para estructuras con una ductilidad objetivo menor de 3.0. Un factor de corrección por hiperestaticidad  $K_1$  que toma valores desde 0.8 para estructuras con menos de tres crujías en la dirección de análisis, hasta un valor de 1.25 para estructuras con más de tres crujías en la dirección de análisis. Un factor de incremento  $K_2$ . La magnitud de la sobrerresistencia y del factor  $K_2$  se define conforme a las ecuaciones 1.5 y 1.6:

$$R = K_1 R_0 + K_2 \quad (1.5)$$

$$K_2 = 0.5 \left[ 1 - \left( \frac{T}{T_a} \right)^{1/2} \right] > 0 \quad (1.6)$$

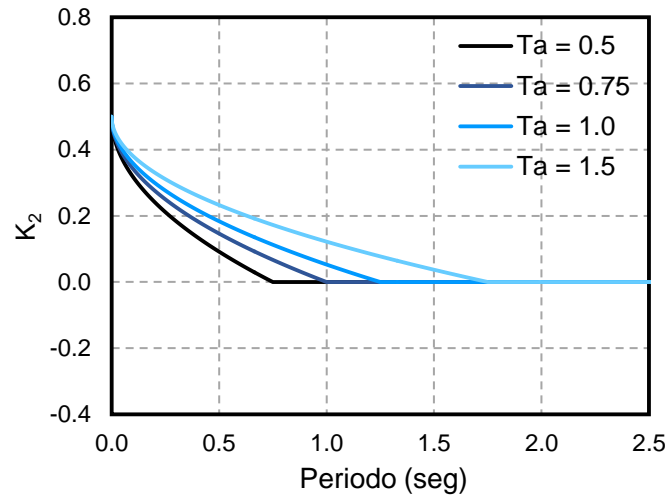
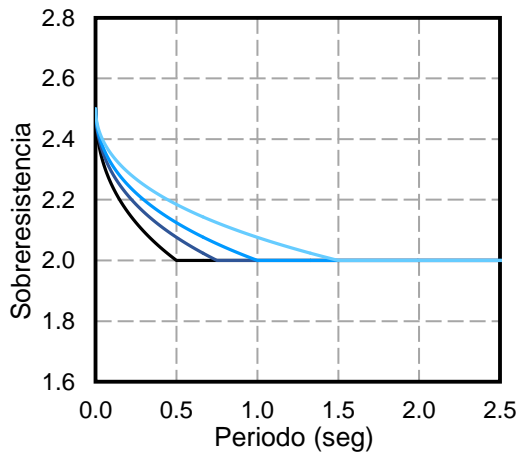
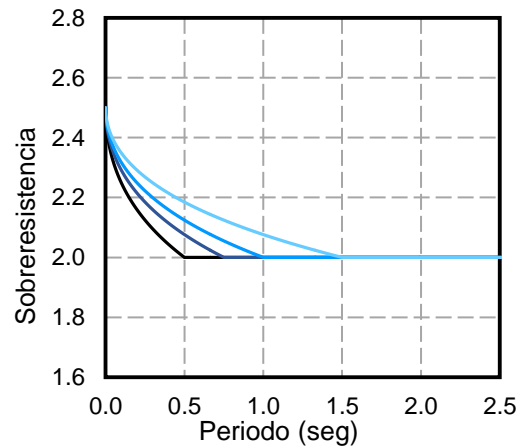


Figura 9.19 Factor de sobrerresistencia  $k_2$  de las Normas Técnicas Complementarias (NTCS-2017)

El factor  $K_2$  toma valores para estructuras cuyo periodo fundamental no excede el periodo  $T_a$  del espectro de diseño que le corresponda, es por ello que este factor proporciona sobrerresistencia extra a estructuras pequeñas y rígidas.

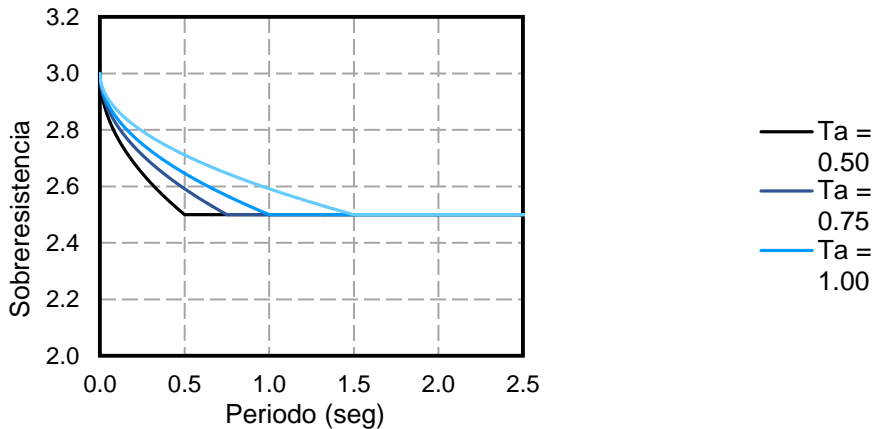


a) Normas Técnicas Complementarias 2004



b) Normas Técnicas Complementarias 2017





c) Manual de Obras Civiles CFE 2015

Figura. 1.20 Magnitud de la sobrerresistencia conforme a reglamentos y manuales mexicanos

Las curvas con la descripción de la sobrerresistencia para las diferentes normas y reglamentos se muestran en la figura 1.20, en las que podemos concluir que en estos reglamentos se asocia una mayor sobrerresistencia a estructuras pequeñas y rígidas. A las estructuras de mayor altura y flexibles se les asocia el valor de la sobrerresistencia índice que depende de la estructuración y ductilidad que desarrollen las estructuras. Además, las Normas Técnicas Complementarias del 2004 (NTC-Sismo-2004) no toman en cuenta el tipo de sistema estructural en la estimación de la sobrerresistencia.

#### 1.4.2 Ductilidad

Las Normas Técnicas Complementarias (NTC-Sismo-2017) indican que es posible reducir las ordenadas espectrales debido a la ductilidad que pueda desarrollar el sistema estructural y la sobrerresistencia de la misma, similarmente lo hace el Manual de Obras Civiles, como se muestra en la figura 1.21. El Manual de Obras Civiles, además, agrega un factor  $p$  que toma en cuenta la redundancia de la estructura.

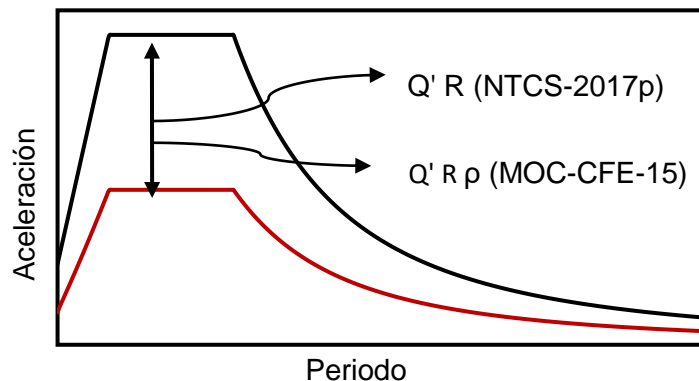


Figura 1.21 Reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad y sobrerresistencia conforme a reglamentos y manuales mexicanos

En las Normas Técnicas Complementarias del 2017 (NTC-Sismo-2017), si se multiplica el factor  $Q$  y la sobrerresistencia se obtienen las ecuaciones 1.7. En estas ecuaciones se demuestra que en el caso de que el periodo fundamental de la estructura sea mayor que la magnitud de  $T_a$ , el factor  $k_2$  es igual a cero y, por consiguiente, se obtiene una formulación similar al Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-2015). En las dos formulaciones,  $k_1$  en las normas técnicas y  $\rho$  en el manual de obras civiles son factores de redundancia en la estructura. El factor  $k_2$  es el elemento que se aporta en la normativa, el cual favorece con sobrerresistencia extra a estructuras de mediana y pequeña altura.

$$Q'R = \begin{cases} Q'(R_0k_1 + k_2) & \text{si } T < T_a \\ Q'R_0k_1 & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (1.7)$$

Dada la importancia e incertidumbre en el análisis de ciertas estructuras, el reglamento de construcción de la Ciudad de México (CDMX) en sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-Sismo-2017) reconoce los alcances y limitaciones de las propuestas de análisis y de diseño allí establecidas. Es por ello que en las normas (NTC-Sismo-2017) indican que para estructuras que excedan los límites de altura señalados en la tabla A, debe verificarse el diseño estructural con un análisis dinámico no lineal paso a paso. En la sección 6.2 de las NTC-Sismo-2017 indica cómo deben realizarse estos análisis, la forma en que se debe caracterizar el movimiento del terreno, la modelación correcta del sistema estructural y cómo debe combinarse las fuerzas de excitación sísmica con otras cargas y las revisiones pertinentes de cortante basal.

## 1.5. EDIFICIOS ALTOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

Desde hace algunos años se tiene un auge importante de edificios altos en la ciudad de México, principalmente sobre las avenidas Reforma, Churubusco, Insurgentes y la zona de Santa Fe. El índice de edificios altos parece que seguirá en aumento, ésta es una de las razones por las que se deben centrar nuestros esfuerzos en el estudio del comportamiento de edificios altos, tomando en cuenta las características particulares del suelo donde se desplantan, predominando el suelo blando de la zona del Lago de la Ciudad de México. En la tabla 1.1 se muestran algunos de los edificios icónicos de la ciudad y su localización, donde  $H$  es la altura total del edificio y  $B$  el lado menor en la base.



Tabla 1.1. Localización de los edificios icónicos más altos de la ciudad de México

Nombre	Altura	Localización		H/B
		Latitud	Longitud	
Torre BBVA Bancomer	235	19°25'22"N	99°10'29"O	5.05
Torre Reforma	246	19°25'29"N	99°10'27" O	5.35
Torre Mayor	225	19°25'27"N	99°10'32"O	4.89
Torre Ejecutiva Pemex	211.3	19°26'20"N	99°10'29"O	3.84*
Torre Altus	195	19°22'49"N	99°16'03"O	7.80
World Trade Center	191.3	19°23'40"N	99°10'28"O	2.50*
Torre Latinoamericana	166	19°26'02"N	99°08'26"O	4.15

\*Se tomaron en cuenta la dirección larga en estos casos

### 1.5.1 Relaciones de aspecto de los edificios

En la Ciudad de México se han construido cuatro edificios que superan los 200 metros de altura (Torre Reforma, Torre BBVA Bancomer, Torre Mayor, Torre Ejecutiva Pemex) la mayoría de ellos sobre la avenida Reforma. Además, en la ciudad existen 14 edificios que superan los 150 metros de altura y se cuenta con 47 edificios que superan los 120 metros de altura (Wikipedia). Se espera que la cifra de edificios altos siga aumentando en las zonas mencionadas con fines corporativos.

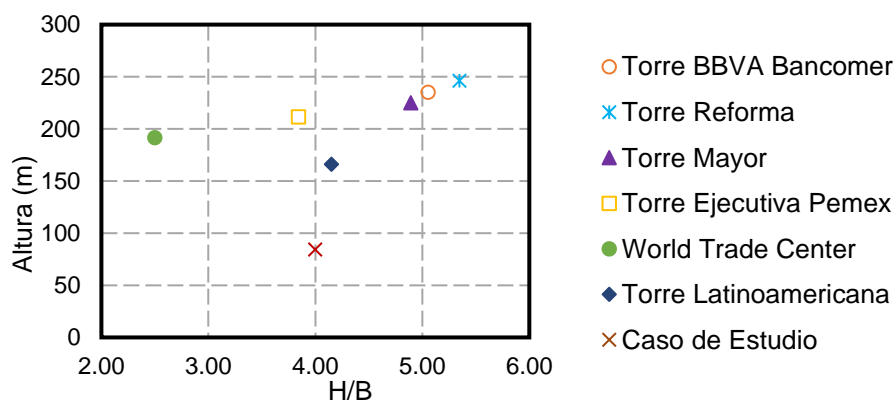


Figura 1.22 Relaciones de aspecto de los edificios más altos de la Ciudad de México

Mediante un muestreo utilizando datos oficiales de alturas de edificios, y ayudado por las herramientas aproximadas de medición de Google maps, se obtuvieron las relaciones de aspecto de los edificios (altura total de edificio  $H$  dividido entre la base mayor en planta  $B$ ) que se muestran en la tabla 1.1. Con base en los resultados, las relaciones de aspecto  $H/B$

oscilan entre las magnitudes del intervalo  $4.0 < H/B < 6.0$ . En la propuesta de caso de estudio se optó por un modelo con una magnitud de relación de aspecto de 4.0, de tal manera que el edificio se encuentre en el intervalo empleado en el diseño de edificios altos en la Ciudad de México.

## 1.5.2 Espectros de diseño

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal o el método estático definido en las Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-2004) es necesario definir el espectro de diseño de la zona en la cual esta desplantada la estructura. En las Normas Técnicas del 2004 (NTC-Sismo-2004) el espectro de diseño está definido en el capítulo 3 y en el apéndice A. El espectro para diseño sísmico planteado en el apéndice A, es un procedimiento más transparente en el cual, los espectros no están pre-reducidos por sobrerresistencia y la interacción suelo estructura. Sin embargo, es posible tomarlos en cuenta con algunas ecuaciones establecidas en el mismo apéndice A.

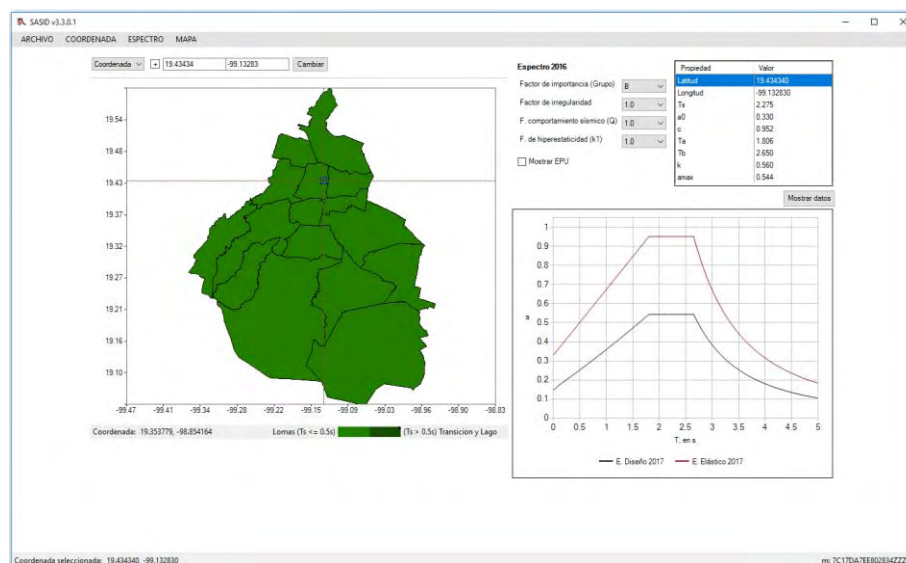


Figura 1.23 Vista de inicio del programa SASID

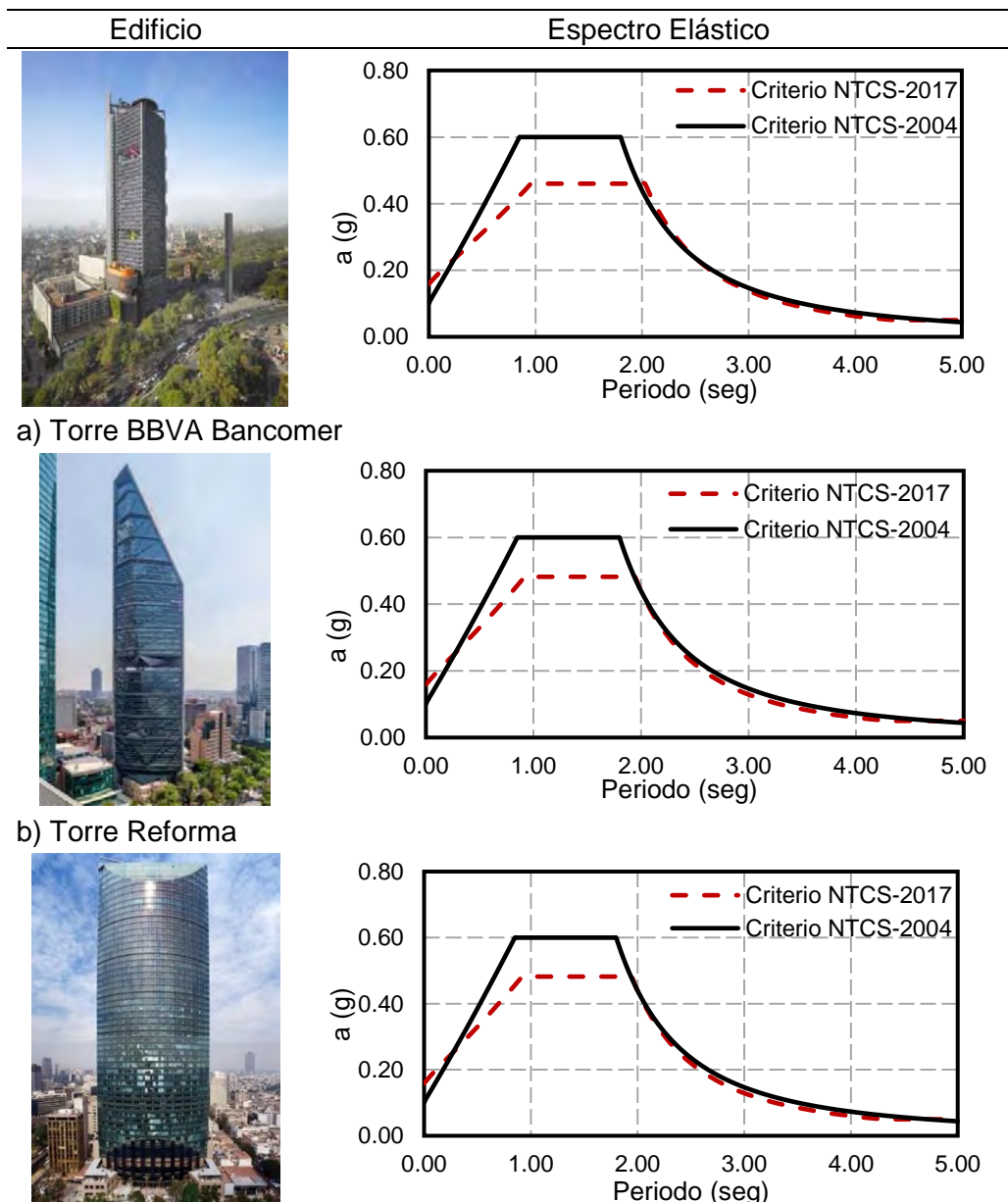
En las NTC-Sismo-2017 las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño obtenidos del programa Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID. Este es un programa que calcula los espectros a partir de una microzonificación sísmica de la Ciudad de México. En este programa es posible obtener los espectros sísmicos a partir de: a) las coordenadas de localización de la estructura, b) seleccionando un punto del mapa o c) introduciendo la dirección de la estructura.

Para las coordenadas de los edificios de la tabla 1.1 se obtuvieron los espectros de diseño en el programa SASID, estos espectros son considerando un factor de comportamiento sísmico  $Q=1.0$ . Aunque si se toma en cuenta la sobrerresistencia puesto que para edificios altos en el que se espera que el periodo fundamental sea próximo o mayor a 2.0 segundos, el factor de sobrerresistencia es de 2.0. También se obtuvieron los espectros elásticos de

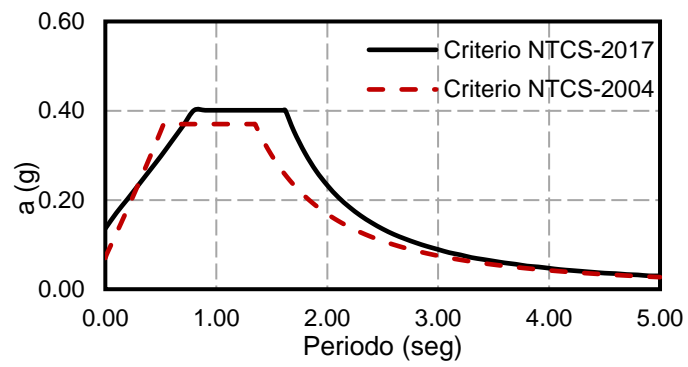
acuerdo al apéndice A de las normas técnicas del 2004 (NTC-Sismo-2004), pero para que éstas fueran comparables se tomó en cuenta la sobrerresistencia conforme a la ecuación 1.3.

En la tabla 1.2 se muestran los espectros para cada uno de los edificios de la tabla 1.1. En la comparación de criterios de diseño se nota que una disminución de las ordenadas espectrales para los edificios que están sobre Av. Reforma y, en todos los demás casos, se nota un aumento, especialmente en el espectro de la Torre Altus, la cual se encuentra en zona de lomas. En la mayoría de los espectros de 2017 se nota un acortamiento en la longitud de la meseta espectral, además de un corrimiento a la derecha del límite inferior de la meseta del espectro.

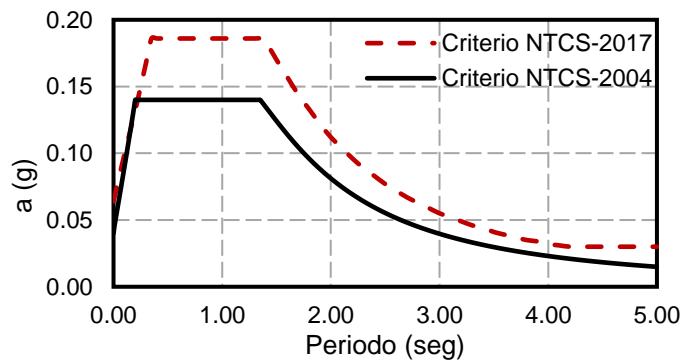
Tabla 1.2 Espectros de diseño conforme a las NTCS-17 de edificios altos en la Ciudad de México



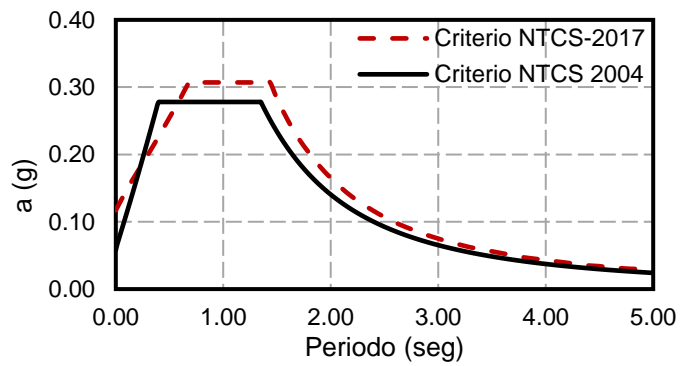
c) Torre Mayor



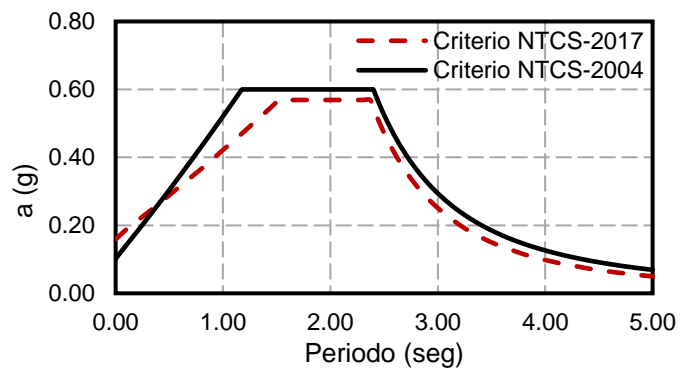
d) Torre Ejecutiva Pemex



e) Torre Altus



f) World Trade Center



g) Torre Latinoamericana

## **1.6. CONCLUSIONES**

El efecto de los modos superiores es un tema de la ingeniería estructural que se ha estudiado desde la pasada década. Sin embargo, su estudio se ha enfocado en cómo afecta a los contenidos de las edificaciones, debido a resultados que indican que su principal efecto es aumentar las aceleraciones de los pisos superiores. No obstante, las condiciones del suelo de la Ciudad de México, además de la constante construcción de edificios altos, obligan a estudiar la respuesta de edificios altos con mayor detalle ante un evento sísmico de magnitud importante.

Por otra parte, en este capítulo se discuten algunos estudios, que han evaluado la influencia de la modelación en el análisis de edificios tomando en cuenta la inelasticidad de la estructura.

Posteriormente, se realizó un muestreo de edificios altos construidos en la Ciudad de México, el cual fue la herramienta para proponer las dimensiones del caso de estudio de la presente tesis. Finalmente, se discutieron algunos parámetros normativos sobre el diseño sísmico, a partir de reglamentos y manuales mexicanos. Especialmente, la atención se centró en los factores de reducción como la sobrerresistencia y la ductilidad de las estructuras. Como parte de la discusión se generaron los espectros de diseño de algunos de los edificios altos de la Ciudad de México. En esta comparación se consideraron los criterios de las NTCS-17 a partir del programa SASID y los criterios de las Normas Técnicas Complementarias del 2004 (NTCS-2004).



---

## **CAPÍTULO II**

---

### **DISEÑO POR CAPACIDAD**

# Capítulo 2

## Diseño por Capacidad

### 2.1 INTRODUCCIÓN

A inicio de los años 60, se inicia en Nueva Zelanda una estrategia de diseño de edificios denominada “Diseño por Capacidad” para estructuras de concreto reforzado. En la actualidad, es aceptado internacionalmente y sus principios se aplican también al diseño de estructuras de acero. El concepto de diseño por capacidad surge por la necesidad de diseñar estructuras con un comportamiento estable ante eventos sísmico de gran intensidad, sobre todo cuando estas estructuras desarrollan su comportamiento plástico. Los autores de este método reconocen que existen muchas incertidumbres en las actuales metodologías numéricas que buscan evaluar las demandas sísmicas sobre las estructuras. El diseño por capacidad busca darle mayor importancia a la correcta concepción de las estructuras que al aspecto numérico en el diseño sísmico de las estructuras

El objetivo de la filosofía de diseño por capacidad es producir sistemas estructurales que sean capaces de resistir excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, consiguiendo una estructura tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo que sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce en la estructura (Park y Paulay 1975, Paulay 1996).

El diseño por capacidad se basa en la formulación de una jerarquización en la resistencia de los componentes del sistema estructural para establecer la formación de un mecanismo de deformación plástica o mecanismo de colapso evitando de esta manera la ocurrencia de fallas frágiles. Los pasos de un diseño por capacidad pueden resumirse en los siguientes pasos:

- Identificación de los posibles modos de comportamiento y falla de la estructura, estableciendo entre ellos la jerarquía de ocurrencia. Esta jerarquía debe favorecer los modos de comportamiento estable, e identificar aquellos comportamientos inestables y frágiles que se tomarán como indeseables.
- Seleccionar entre los comportamientos de falla un mecanismo plástico estable. La selección del mecanismo plástico implica la selección del material y sistema estructural que se adapte con el mecanismo plástico establecido, así como la identificación de las



zonas de la estructura donde se concentrarán las demandas de comportamiento plástico

- Diseñar la estructura para que responda, ante cualquier excitación sísmica, a través del mecanismo plástico seleccionado. Esto se logra proporcionando suficiente resistencia a los modos de comportamiento o falla indeseables para que no ocurran antes de que aparezca el modo de comportamiento deseado y detallando correctamente las zonas en las que se espera que se produzca el comportamiento plástico deseado (Terán-Gilmore, 2002).

El concepto de diseño por capacidad se ha adaptado en diferentes códigos de diseño sísmico. Tales son los casos del Eurocode 2 (European Commission, 2014), el AISC 341-10 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2010) y en el caso del RCDF ha adoptado este enfoque para el diseño de algunos sistemas estructurales, como es el caso de marcos y muros dúctiles de concreto reforzado (NTC-Concreto-2004) y en el caso de estructuras de acero las normas que están por ser aprobadas (NTC-DCEA, 2017) cuentan con provisiones especiales para el diseño de estructuras dúctiles basadas en la filosofía del diseño por capacidad.

Cuando se habla de las limitaciones del método es importante mencionar que si bien el diseño por capacidad fomenta una respuesta sísmica consistente y controlada de la estructura no se ha planteado para establecer valores límite de las características globales de la estructura para fines de control (Terán-Gilmore, 2002). Por lo que no aporta los elementos suficientes para plantear un control adecuado de las demandas sísmicas.

## **2.2 EDIFICIOS BAJO CONSIDERACIÓN**

Se diseñaron dos edificios de acero para el presente estudio, uno con base en marcos momento resistentes y otro con contravientos concéntricos, se busca que los edificios abarcaran los intervalos de variables que produzcan la intervención de los efectos de los modos superiores en los edificios. Se decidió limitar los niveles de las estructuras estudiadas debido a la imposibilidad de cumplir con las distorsiones establecidas por las Normas Técnicas Complementarias de Sismo (NTC-Sismo, 2017) para la estructura constituida con marcos momento resistentes de acero.

### **2.2.1 Generalidades**

La propuesta de este trabajo de investigación es considerar edificios de 21 niveles, con entresijos de 4 metros constantes a lo alto de todo el edificio, y en planta 3 crujeas por dirección ortogonal con una separación entre ellas de 7 metros. Con la expresa meta de excitar los modos superiores de vibrar se decidió diseñar ambos edificios con la ductilidad objetivo máxima que permite el reglamento (NTC-Sismo-2017) que es de 4 y 3 respectivamente para marcos de acero y sistemas duales formado por marcos de acero y

contravientos concéntricos de ductilidad alta. En la figura 2.1 se muestra la geometría en planta de los edificios a estudiar, el sistema de piso de ambos edificios es con base en losacero, debido a que este sistema de piso funciona en una sola dirección para promover la hipótesis de diafragma rígido se decidió una configuración de vigas secundarias con aportación de rigidez en ambos ejes ortogonales que promueve que el comportamiento sísmico en ambas direcciones sea más balanceado o uniforme en sus demandas inelásticas de acuerdo a Tena (2013).

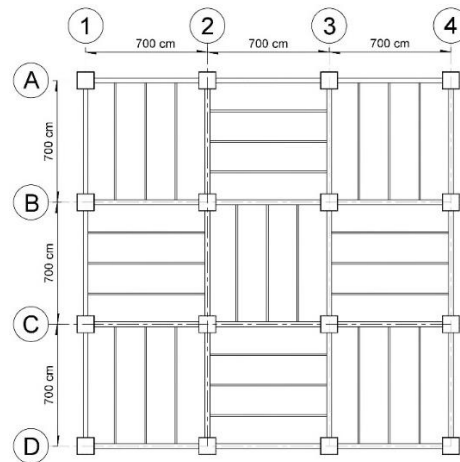


Figura 2.1 Planta tipo de las estructuras

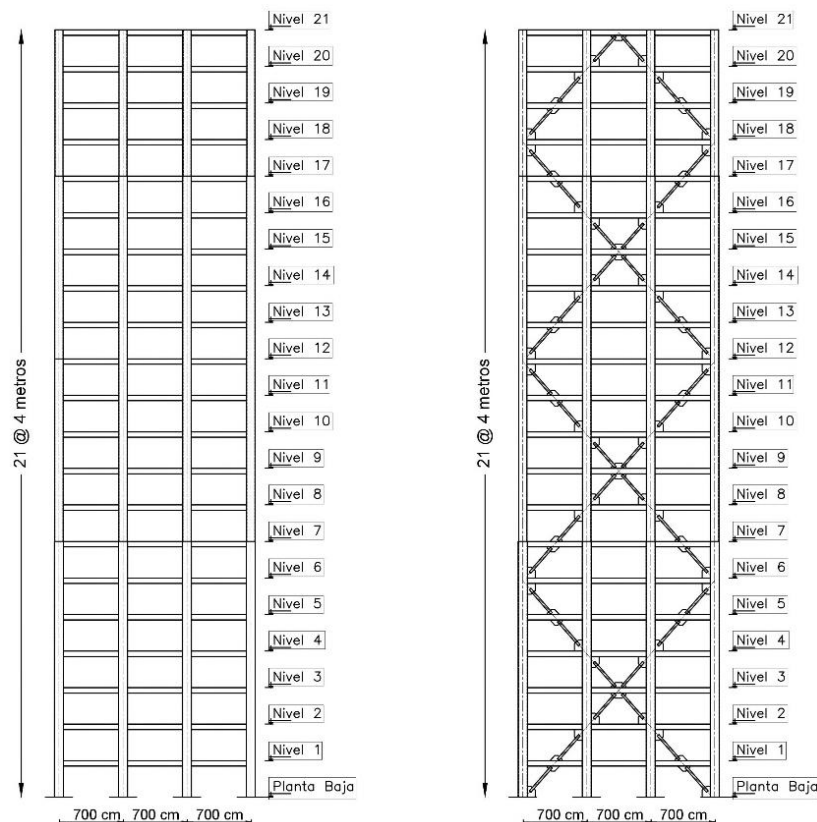


Figura 2.2 Elevaciones de las estructuras

La figura 2.2 contiene las elevaciones de los dos edificios en las que se muestra la configuración propuesta de los contravientos concéntricos, esta configuración permite que los contravientos sean continuos en la altura limitándolos a cuatro por nivel por dirección ortogonal. Esta configuración también permite que los contravientos estén en un ángulo aproximado de 45 grados, aportando mayor rigidez horizontal a la estructura.

## **2.3 MÉTODOLOGIA DE APLICACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD PARA MARCOS MOMENTO RESISTENTES**

### **2.3.1 Diseño de marcos dúctiles momento resistentes**

Se plantea una metodología con la cual diseñar marcos dúctiles de acero bajo la filosofía de diseño por capacidad, cumpliendo las normas de acero de México (NTC-DCEA, 2017) sin embargo es posible adaptar esta metodología a las diferentes normas existentes. Se propone un mecanismo de falla estable basado en la articulación plástica de las vigas principales de acero, proporcionando a la estructura de suficiente resistencia cortante en las vigas y resistencia a flexocompresión en las columnas para evitar que estos mecanismos se presenten durante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud.

En la figura 2.3 se resume esquemáticamente mediante un diagrama de flujo el diseño por capacidad de una estructura con base en marcos momento resistentes.

### **2.3.2 Análisis de cargas**

Se realizó un análisis de cargas de la estructura, para considerar las cargas muertas actuantes y las cargas vivas, las cargas muertas se subdividen en dos grupos:

- a) Peso propio de la estructura, que se refiere al peso de los elementos estructurales (vigas principales, secundarias, columnas, sistema de piso) más una sobrecarga de 40 kg/m<sup>2</sup> a la estructura estipulada en la sección 5.1.2 del reglamento (NTC-CA, 2004) a este peso se le llamará CM0 en el resto del trabajo.
- b) Cargas muertas adicionales, que se refieren al peso de rellenos, acabados, pretilas, muros divisorios, plafones, instalaciones y equipo requerido para el funcionamiento de la estructura (CMA).

La tabla 2.1 resume las cargas muertas adicionales y las cargas vivas empleadas en la modelación de las dos estructuras.

Tabla 2.1 Cargas muertas adicionales

**Losa de Entrepiso**

Elementos	Espesor (m)	C. Muerta (kg/m <sup>2</sup> )
Porcelanito	0.012	30
Pegazulejo	0.015	25
Instalaciones y equipo		50
Plafón	0.01	15
Mortero nivelador	0.02	45
Muros divisorios de tablaroca y yeso*	0.1	55
<b>Total</b>		<b>220</b>

**Losa de Azotea**

Elementos	Espesor (m)	C. Muerta (kg/m <sup>2</sup> )
Impermeabilizante		5
Enladrillado		30
Instalaciones y equipo		50
Plafón	0.01	15
Mortero nivelador	0.02	45
<b>Total</b>		<b>145</b>

\*Se toma en cuenta una altura de paneles de 3.4 m peso unitario de 70 kg/m<sup>2</sup> y una densidad de muros de 0.2 m/m<sup>2</sup>

Conforme al reglamento las cargas vivas se deben tomar en consideración bajo las siguientes disposiciones, una carga viva máxima que se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y una carga viva instantánea se deberá usar para diseño sísmico de las estructuras.

Tabla 2.2 Cargas vivas empleadas en el diseño

Niveles	Carga viva máxima CV <sub>máx</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	Carga viva instantánea CV <sub>ins</sub> (kg/m <sup>2</sup> )
Losa de entrepiso	250	180
Losa de azotea	100	70

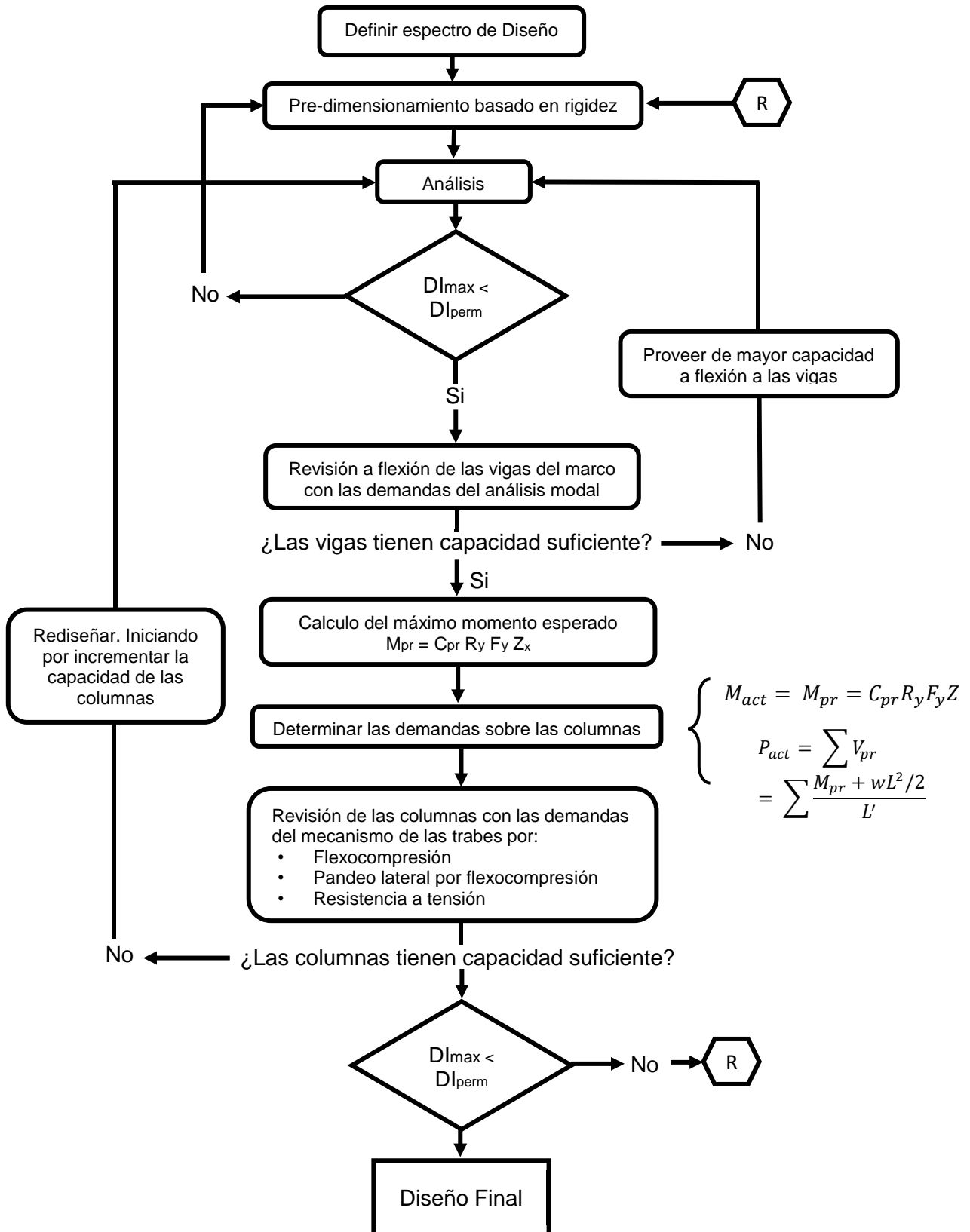


Figura 2.3 Diagrama de flujo del diseño por capacidad para marcos momento resistentes

### 2.3.3 Definición del espectro de diseño

Se obtiene el espectro de diseño conforme a las NTCS-2017 cuyas acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño obtenidos del programa Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID (Ver figura 2.4).

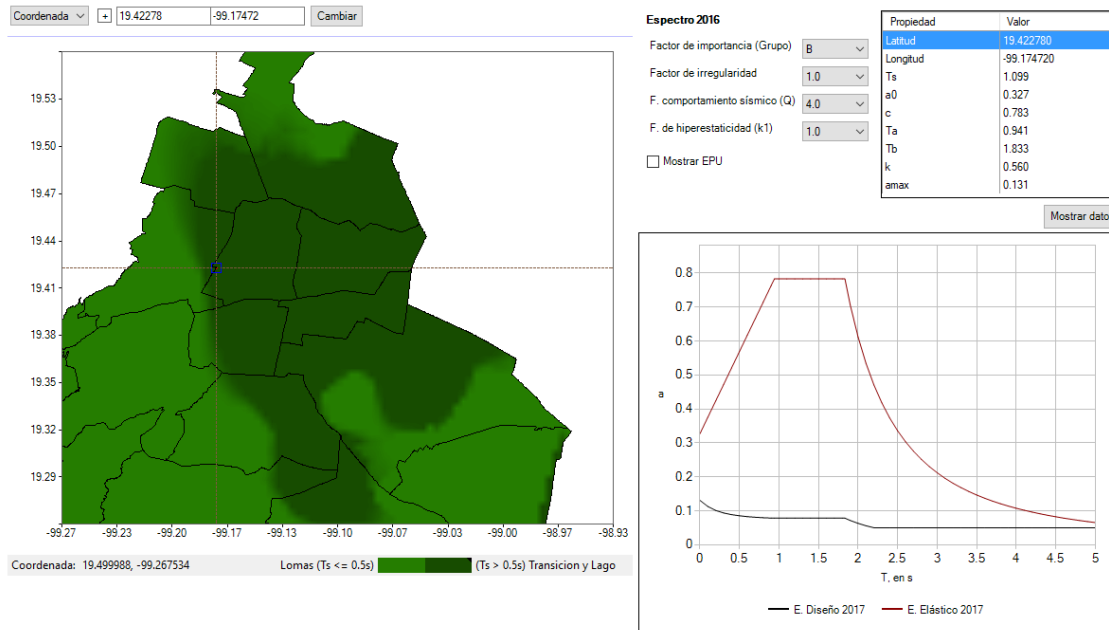


Figura 2.4 Vista del programa SASID

Se decidió utilizar las coordenadas de la Torre BBVA Bancomer debido a la concentración de edificios altos en los alrededores y su localización en la zona del lago, este espectro se considera con un factor de comportamiento sísmico  $Q=4.0$ .

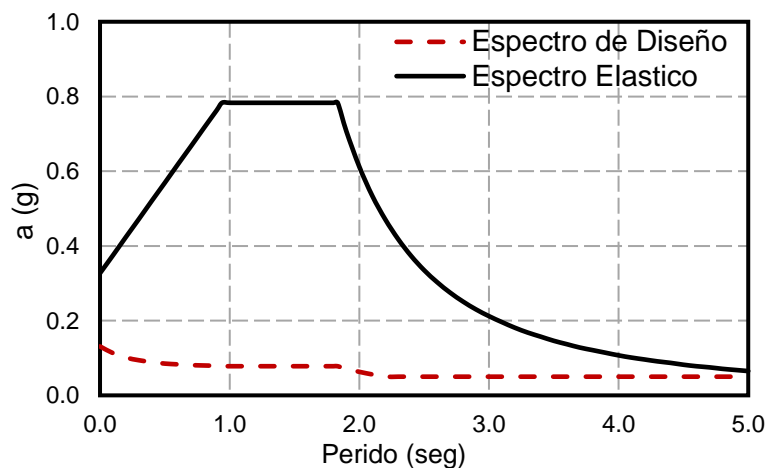


Figura 2.5 Espectro elástico y de diseño para el diseño del marco dúctil momento resistente

Este espectro toma en cuenta la sobrerresistencia de la estructura siguiendo la norma NTC-Sismo-2017, el factor de importancia que se consideró para el diseño es como estructura del tipo B, que de acuerdo a las NTCS-2017 debe utilizarse en estructuras comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales. El factor de corrección por hiperestaticidad es igual a 1.0 al tratarse de una estructura de acero con más de tres crujeas resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis, en cuanto al factor de irregularidad se considera que la estructura es regular, con lo que el factor toma valor de 1.0. Con estos parámetros definidos es posible determinar el espectro de diseño y con ello las acciones sísmicas de diseño sobre la estructura. El espectro elástico y de diseño tomando en cuenta estas consideraciones se ilustra en la figura 2.5.

### 2.3.4 Análisis modal lineal

Los edificios fueron modelados en el programa de análisis estructural ETABS 2016 Versión 16.2.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) el cual es elaborado por la compañía de ingeniería estructural y sísmica Computers and Structures Inc., El programa ETABS es una herramienta de análisis reconocida en el gremio de la ingeniería estructural, y es ampliamente utilizado en los despachos de diseño estructural de México.

El análisis y diseño de ambas estructuras se apegó a cumplir los requerimientos de las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2017) y en el diseño se hicieron las tomas de decisiones con base en el criterio empleado en los despachos de diseño estructural.

Los requerimientos a cumplir de acuerdo a las normas técnicas complementarias (NTC-Sismo, 2017, NTC-DCEA, 2017) en el análisis y diseño de las estructuras son:

- Las estructuras se deben analizar bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar del modelo tridimensional del edificio (NTC-Sismo, 2017, sección 1.2.2).
- En sistemas diseñados para Q de 4, el cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no debe diferir en más de 15 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos (NTC-S, 2017, sección 5.1).
- Si el cortante basal obtenido con el análisis dinámico modal en la dirección de análisis es menor que el peso total de la estructura ( $CM_0$  más  $CMA$  más  $CVins$ ) multiplicado por una aceleración mínima ( $a_{min}$ ) todas las fuerzas de diseño se incrementarán en una proporción tal que el cortante basal iguale ese valor (NTC-S, 2017, sección 1.7). La aceleración mínima se tomará como:

$$a_{min} = \begin{cases} 0.03, & T_s < 1 \text{ seg} \\ 0.05, & T_s \geq 1 \text{ seg} \end{cases}$$

Donde  $T_s$  es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés.

La revisión de cortante basal mínimo debe hacerse en cada iteración de diseño, asegurando que se cumpla para cada configuración de elementos estructurales. Esta restricción es importante tenerla en cuenta sobre todo cuando se usan coeficientes de comportamiento sísmico grandes.

- El detallado del sistema estructural se realizará cumpliendo los requisitos para marcos de estructuras dúctiles del capítulo 12 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2017).
- El desplazamiento vertical en el centro de las vigas no debe exceder al claro de la viga entre 240 más 5 mm (NTC- CA, 2017).
- La excentricidad torsional máxima no debe exceder del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso. En los análisis se consideró el caso menos favorable considerando una excentricidad del diez por ciento de la base en cada entrepiso.
- Las distorsiones máximas en ningún caso deben ser mayores a las distorsiones límite especificados en las tablas 4.2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2017). Para el cumplimiento de este límite se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en la sección 2.3.3, multiplicadas por QR (Factor de comportamiento sísmico y sobrerresistencia), no excedan los valores de 0.03 y 0.015 para el edificio con marcos momento resistentes y el edificio con contravientos concéntricos respectivamente.

En cuanto al detallado del modelado:

- En los modelos se consideró una zona rígida en las uniones viga columna, con una longitud de un cuarto del peralte del elemento al que se une.
- Se modeló la zona del panel, asignándole propiedades con base en las propiedades de la columna, que son los elementos que pasan a través de la conexión, esta recomendación se puede encontrar en el manual del programa ETABS.
- Aunque se intentó propiciar que la losa se comporte como diafragma rígido no se le insertó un diafragma al modelo, con lo que los grados de libertad en el entrepiso pueden desplazarse independientemente el uno del otro, ligándolos solamente la rigidez de los elementos que los conectan.
- No se consideraron los efectos geométricos de segundo orden en el análisis de las estructuras ya que estas se aplicarán con los factores  $B_1$  y  $B_2$  de las secciones 2.7.2 y 2.7.4 respectivamente de las Normas Técnicas Complementarias (NTC-DCEA, 2017) utilizando las cargas debidas al mecanismo.
- Los materiales empleados en el modelado de los diferentes elementos estructurales tienen las propiedades contenidas en la tabla 2.3:



Tabla 2.3 Materiales considerados en el modelado numérico de las estructuras

Material	Norma	Resistencia de proyecto	Uso
Acero para Perfiles estructurales	A-992	$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ $E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$	Vigas
Acero para placas	A-572 Gr 50	$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ $E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$	Columnas, Placas de conexión
Concreto tipo I estructural		$F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $E = 14000\sqrt{250} \text{ kg/cm}^2$	Sistema de Piso

### 2.3.5 Diseño de las vigas

Después de algunas interacciones cambiando elementos estructurales verticales y horizontales, se obtuvo una configuración cuya rigidez cumple con las distorsiones límites de reglamento. Se decidió hacer cuatro cambios de elementos estructurales en la altura de la estructura, en esta sección se ejemplificará la revisión de las vigas inferiores del edificio con marcos momento resistentes usando los criterios de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2017). Las demandas se obtienen directamente del análisis modal espectral, se calculan las demandas de las vigas para carga muerta, carga viva y cargas de sismo, los cuales se muestran en la tabla 2.4. Las magnitudes se deben factorizar por un factor de carga,  $F_c$ , igual a 1.1, correspondiente a una combinación de acciones gravitacionales y sísmicas, de acuerdo a reglamento.

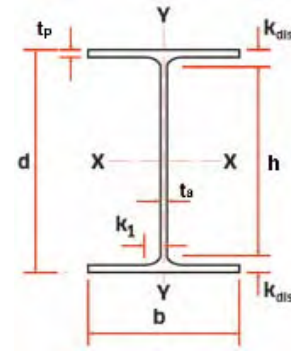
En la solución se despreciará la contribución del sistema de piso, que se supondrá como losacero. En el diseño de la losa se distribuyen tres vigas secundarias por cada tablero, tal como se puede ver en la figura 2.1 con lo que se considera que la viga tiene una longitud no arriostrada igual al claro de las crujiás entre 4, resultando en una longitud de 175 cm.

Tabla 2.4 Demandas sobre las vigas, marco momento resistente

Demanda	Carga muerta	Carga viva	Carga de sismo
Carga Axial (kg)	430	123	1900
Fuerza cortante (kg)	8400	2420	24020
Momento flexionante (kg-cm)	1430000	410000	5295834

Se propone un perfil W 24 X 84 para la sección de la viga, que conforme al Manual para la Construcción del Acero del IMCA (IMCA, 2002) tiene las siguientes propiedades:

<b>d</b> =	61.2 cm	<b>A</b> =	159 cm <sup>2</sup>	<b>S<sub>x</sub></b> =	3210 cm <sup>3</sup>
<b>t<sub>a</sub></b> =	1.19 cm	<b>I<sub>x</sub></b> =	98600 cm <sup>4</sup>	<b>S<sub>y</sub></b> =	342 cm <sup>3</sup>
<b>b</b> =	22.9 cm	<b>I<sub>y</sub></b> =	3930 cm <sup>4</sup>	<b>Z<sub>x</sub></b> =	3670 cm <sup>3</sup>
<b>t<sub>p</sub></b> =	1.96 cm	<b>r<sub>x</sub></b> =	24.9 cm	<b>Z<sub>y</sub></b> =	534 cm <sup>3</sup>
<b>h</b> =	59.2 cm	<b>r<sub>y</sub></b> =	4.95 cm	<b>J</b> =	154 cm <sup>4</sup>



Con base en la sección 12.1.2 sobre miembros a flexión (NTC-DCEA, 2017), la viga se considerará en flexión cuando trabaja predominantemente a esta solicitación y la fuerza axial no excede de  $0.1P_y$  donde  $P_y = A F_y$ .

$$P_y = A F_y = 159 (3,515) = 558885 \text{ kg} = 558.8 \text{ t}$$

$$P_u = F_c (P_{CM} + P_{CV} + P_{Sism}) = 1.1(0.43 + 0.123 + 1.9) = 2.698 \text{ t}$$

$$0.1P_y = 55.8 \text{ t} > 2.698 \text{ t}$$

Por lo tanto, se acepta que las trabes de los niveles inferiores se deben diseñar como miembros a flexión. Además, se verifica que el claro libre de la viga es mayor que siete veces el peralte de la sección transversal propuesta como se solicita para marcos con ductilidad alta en la sección 12.1.2.1 (NTC-DCEA, 2017), además el ancho de sus patines no excederá el del patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga.

$$7d = 7(61.2) = 428.4 \text{ cm} < 700 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se cumple la revisión.

Conforme a la sección 12.2.1.1 (NTC-DCEA, 2017), las secciones transversales de las vigas deberán cumplir con los requisitos estipulados en el inciso 12.1.7 para miembros de ductilidad alta, las relaciones ancho/grueso, de los elementos, no deben exceder el límite  $\lambda_{da}$  definidas en la tabla 12.1.2. Primero se revisa el tipo de sección de los patines de la sección I laminada:

$$\frac{b}{2t_p} = \frac{22.9}{2(1.96)} = 5.842 < 0.30 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515}} = 7.227$$

Por lo tanto, el patín cumple con los requisitos de los valores máximos de la relación ancho/grueso para miembros de ductilidad alta. Ahora se revisa el tipo de sección del alma del perfil I laminado:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{2.453}{0.9(558.8)} = 0.005 < 0.125$$

Por lo que la revisión se efectúa como se muestra a continuación:

$$\lambda = \frac{h}{t_a} = \frac{59.2}{1.19} = 49.75$$

$$\lambda_{da} = 2.45 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515}} \left( 1 - \frac{0.93(2.453)}{0.9(558.8)} \right) = 58.73$$

$$\lambda = 49.75 < \lambda_{da} = 58.73$$

Por lo tanto, el alma de la sección propuesta cumple con la relación máxima de la relación ancho/grueso para miembros de ductilidad alta. De manera, que la sección W24X84 es de tipo 1 (compacta).

Conforme a la sección 12.1.2.3 (NTC-DCEA, 2017), las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso deben soportarse lateralmente. La distancia,  $L_u$ , entre cada sección soportada lateralmente no debe ser mayor que la siguiente proporción para miembros de ductilidad alta:

$$L_u = 0.086 r_y \left( \frac{E}{F_y} \right) \quad (\text{Ec. 12.1.4})$$

$$L_u = 0.086(4.95) \left( \frac{2,040,000}{3,515} \right) = 247.06 \text{ cm}$$

Por lo tanto, las vigas secundarias espaciadas a cada 175 cm son adecuadas para proporcionar soporte lateral a las vigas.

Para el cálculo de la resistencia nominal en flexión se revisan sólo dos estados límite, conforme a la sección 6.3 para miembros compactos de sección I (NTC-DCEA, 2017), los estados límite son iniciación del flujo plástico en la sección crítica y pandeo lateral por flexotorsión. Primero calculamos la fluencia de la sección con la ecuación 6.3.1 (NTC-DCEA, 2017).

$$M_n = M_p = Z_x F_y \quad (\text{Ec. 6.3.1})$$

$$M_n = 3,670(3,515) = 12,900,050 \text{ kg} - \text{cm} = 129.00 \text{ t} - \text{m}$$

El estado límite de pandeo lateral por flexotorsión solo se presenta cuando se cumplen los límites de soporte lateral, la resistencia nominal en flexión depende del momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión,  $M_e$ :

$$M_e = \frac{C_b \pi E}{L} \sqrt{I_y \left[ \frac{J}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} \quad (\text{Ec. 6.3.4})$$

Para los cálculos se considerará  $C_b$  igual a 1.0, con el conocimiento que este es un valor conservador. La constante de alabeo  $C_a$ , se calcula para una sección IR como:

$$C_a = \frac{I_y d^2}{4} = \frac{3,930(61.2)^2}{4} = 3679894.8 \text{ cm}^6$$

$$M_e = \frac{1.0(\pi)(2,040,000)}{175} \sqrt{3930 \left[ \frac{154}{2.6} + \left( \frac{\pi}{175} \right)^2 3679894.8 \right]}$$

$$= 81012303.16 \text{ kg} - \text{cm} = 810.1 \text{ t} - \text{m}$$

Debido a que dos tercios del momento de pandeo elástico por flexotorsión es mayor que el momento plástico, entonces el momento plástico se calcula con la ecuación:

$$M_n = 1.15 M_p \left( 1 - \frac{0.28(M_p)}{M_e} \right) \quad (\text{Ec. 6.3.2})$$

$$M_n = 1.15(129.0) \left( 1 - \frac{0.28(129.0)}{810.1} \right) = 141.7 \text{ t} - \text{m}$$

La resistencia a flexión no puede en ningún caso ser mayor que el momento plástico por lo que el momento resistente es el momento plástico de la sección:

$$M_R = F_R(M_n)_{\min} = 0.9(129.0) = 116.1 \text{ t} - \text{m}$$

Por otra parte, el momento actuante con base en el análisis elástico (los valores que se obtuvieron del análisis están en la tabla 2.4) es igual a:

$$M_u = F_C(M_{CM} + M_{CV} + M_{Sism}) = 1.1(14.3 + 4.1 + 52.96) = 78.5 \text{ t} - \text{m}$$

$$\text{Entonces } M_R = 116.1 \text{ t} - \text{m} > M_u = 78.5 \text{ t} - \text{m}$$

Después de realizar las revisiones necesarias de acuerdo al reglamento de Construcción y Diseño de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2017), el perfil W24X84 satisface las solicitaciones impuestas por el análisis elástico modal.

### 2.3.6 Determinación de las demandas del mecanismo

Acorde a la filosofía del diseño por capacidad es necesario asegurar que la resistencia en fuerza cortante sea mayor que la demanda asociada a la formación de la articulación plástica, tal como se discute en la sección 12.1.2.2 (NTC-DCEA, 2017). Para ello la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a sus momentos plásticos resistentes figura 12.1.1 de las Normas técnicas Complementarias del Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2017).

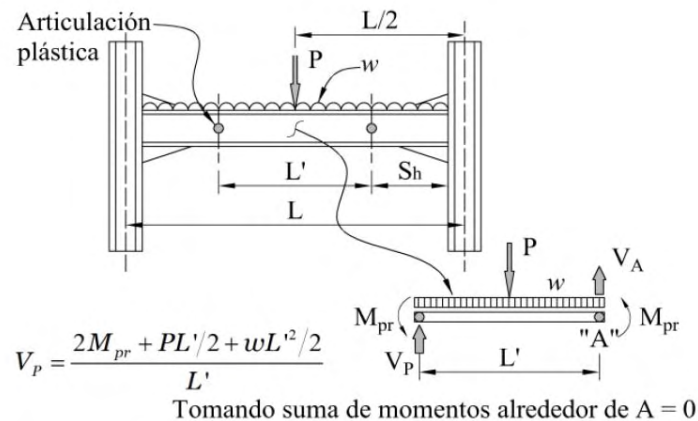


Figura 2.6 Equilibrio de la viga, figura 12.1.1 (NTC-DCEA, 2017)

La máxima magnitud probable del momento en la articulación plástica para la sección propuesta se obtiene con la siguiente ecuación:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (\text{Ec. 6.3.2})$$

Conforme a la tabla 12.1.1 (NTC-DCEA, 2017), el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado es igual a  $R_y = 1.1$  para el tipo de acero ASTM A992.  $C_{pr}$  es un coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \quad (\text{Ec. 12.1.2})$$

$$C_{pr} = \frac{3,515 + 4,570}{2(3,515)} = 1.15 < 1.2$$

Entonces, el máximo momento probable en la articulación:

$$M_{pr} = 1.15(1.1)(3,515)(3,670) = 16319572.5 \text{ kg} - \text{cm} = 163.2 \text{ t} - \text{m}$$

La fuerza cortante asociada al momento de la articulación debe incluir los efectos de las cargas de diseño que obran sobre el elemento. Además, en el equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, se deben suponer que los momentos relacionados actúan en el mismo sentido, por esta razón en la siguiente ecuación, el momento del mecanismo considera los efectos de la carga muerta y la carga viva obtenidos del análisis más dos veces el momento del mecanismo.

$$M_{Mec} = F_C(M_{CM} + M_{CV}) + 2M_{pr} = 1.1(14.3 + 4.1) + 2(163.2) = 346.63 \text{ t} - \text{m}$$

Finalmente, la fuerza cortante asociada con el momento del mecanismo es igual a:

$$V_{Mec} = \frac{M_{Mec}}{L'}$$

En la ecuación,  $L'$  es la longitud entre los puntos dónde se suponen las articulaciones plásticas que está definida en la figura 2.6. En el cálculo de la longitud  $L'$  se considerará que la unión de la trabe con las columnas del marco tiene 50 cm en cada extremo como zona rígida. Entonces:

$$L' = L - 2L_{tr} = 700 - 2(61.2) - 2(50) = 477.6 \text{ cm}$$

$$V_{Mec} = V_p = \frac{346.63}{4.776} = 72.6 \text{ t}$$

### 2.3.7 Determinación de la resistencia a fuerza cortante

De acuerdo con la sección 7.2 (NTC-DCEA, 2017), la resistencia de almas atiesadas de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante depende de la proporción siguiente:

$$\frac{h}{t_a} = \frac{59.2}{1.19} = 49.748 < 2.24 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515}} = 53.964$$

Por lo que la resistencia nominal a corte es:

$$V_n = 0.6F_y A_a C_v$$

(Ec. 6.3.2)

En almas de vigas IR laminadas en caliente  $C_v = 1.0$  y  $F_R = 1.0$ :

$$V_R = F_R 0.6 F_y d t_a C_v = (1.0) 0.6 (3,515) (61.2) (1.19) (1.0) = 153594.3 \text{ kg} = 153.6 \text{ t}$$

Entonces, se acepta la sección W24X84 dado que se cumple que:

$$V_R = 153.6 t > V_u = 72.6 t$$

De acuerdo con el diagrama de flujo, una vez que se comprueba que las vigas tienen la capacidad suficiente se determinan las demandas sobre la columna.

### 2.3.8 Determinación de las demandas sobre las columnas

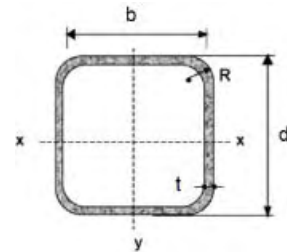
Se diseñarán las columnas de los niveles inferiores con columnas de cuatro placas armados en forma de cajón, las placas son de acero estructural ASTM A992. Con base en el análisis elástico, de las combinaciones de carga aplicables se determinó que las demandas en función de la sollicitación de las columnas son las que se muestran en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Elementos mecánicos sobre las columnas

<b>Demanda</b>	<b>Carga Muerta</b>	<b>Carga Viva</b>	<b>Carga de Sismo</b>
Carga Axial (kg)	618300	159480	21210
Fuerza Cortante (kg)	3750	1070	28530
Momento flexionante en X (kg-cm)	784000	224000	17725500
Momento flexionante en Y (kg-cm)	575000	2162000	17766405

Se propone una columna cuadrada de 100 cm de lado con un espesor de 1" que tiene las siguientes propiedades:

$$\begin{aligned}
 d &= 100 \text{ cm} & A &= 990.19 \text{ cm}^2 & S_x &= 31372.3 \text{ cm}^3 \\
 t_a &= 2.54 \text{ cm} & I_x &= 1568615.7 \text{ cm}^4 & S_y &= 31372.3 \text{ cm}^3 \\
 b &= 100 \text{ cm} & I_y &= 1568615.7 \text{ cm}^4 & Z_x &= 36197.3 \text{ cm}^3 \\
 t_p &= 2.54 \text{ cm} & r_x &= 39.8 \text{ cm} & Z_y &= 36197.3 \text{ cm}^3 \\
 r_y &= 39.8 \text{ cm} & J &= 24904.3 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$



La longitud no arriostrada  $h_c$  de las columnas se define considerando que en la zona de panel (unión con la viga) existe una longitud igual a  $d_t / 4$  que no tiene rotación por lo que la longitud no arriostrada es igual a:

$$L_C = 400 - \frac{d_v}{4} = 400 - \frac{61.2}{4} = 384.7 \text{ cm}$$

La relación de esbeltez de la columna considerando un factor de longitud efectiva de 1.0 es:

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.0(384.7)}{39.8} = 9.66 < 60$$

Por lo tanto, cumple con el requisito estipulado en la sección 12.1.3.1 (NTC-DCEA, 2017) sobre los requisitos geométrico en miembros flexocomprimidos dúctiles. Además, con base en la sección 12.2.1.4 (NTC-DCEA, 2017), la carga axial factorizada en la columna para cualquier combinación que involucre acciones por sismo no debe exceder de  $0.3 A_t F_y$ . Entonces, con base en los resultados del análisis elástico:

$$P_{act} = F_c(P_{CM} + P_{CV} + P_{Sism}) = 1.1(618.3 + 159.48 + 21.21) = 878.9 \text{ t}$$

$$0.3A_tF_y = 0.3(990.19)(3,515) = 1044159.15 \text{ kg} = 1044.15 \text{ t} > 878.9 \text{ t}$$

Por lo que satisface la revisión.

Conforme al mecanismo propuesto, la columna debe ser diseñada para resistir las cargas gravitacionales y por las fuerzas generadas por el mecanismo suponiendo que las vigas de los pisos superiores a ella fluyen al mismo tiempo. Anteriormente a estas revisiones se diseñaron de las vigas superiores, los perfiles empleados en los diferentes niveles están en la tabla 2.6 junto con la cantidad de niveles en los cuales fueron empleados.

Tabla 2.6 Determinación de la demanda de carga axial sobre las columnas, marcos momento resistentes

Sección	Perfil	Niveles	d	$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	$M_{pr}$ (t-m)	$M_{cm} + M_{cv}$ (t-m)	$M_{mec}$ (t-m)	$V_{mec}$ (t)
D	W24X55	5	60.0	2196	97.7	17.1	212.4	222.3
C	W24X62	5	60.2	2508	111.5	21.8	224.8	256.3
B	W24X76	5	60.8	3278	145.8	21.1	312.7	327.3
A	W24X84	6	61.3	3671	163.2	21.1	347.6	436.7

En la tabla 2.6 también se muestran los cálculos para la obtención del cortante del mecanismo de cada entrepiso. Debido a que el tipo de acero es el mismo, el coeficiente que tiene en cuenta el incremento en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores sigue siendo igual a  $C_{pr} = 1.15$ . Además, conforme a la tabla 12.1.1 (NTC-DCEA, 2017), el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado es igual a  $R_y = 1.1$  para el acero con la norma ASTM A992. Las propiedades de los perfiles se obtuvieron del manual del Instituto Mexicano para la Construcción en Acero (IMCA, 2002). Los momentos actuantes producidos por la carga



muerta (CM0 +CMA) y por la carga viva MCV son los del análisis elástico de la tabla 2.5 factorizados de acuerdo a las combinaciones correspondientes.

Entonces, la carga axial  $P_{Mec}$  asociada al mecanismo de las vigas se calcula como la sumatoria de los efectos de los entrepisos sobre las columnas de planta baja como se muestra en la figura 2.7.

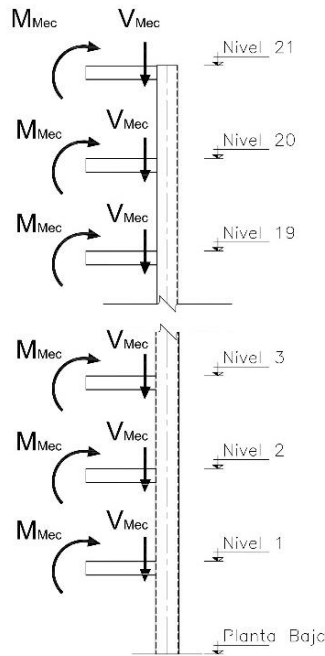


Figura 2.7 Demandas sobre la columna asociadas al mecanismo de las trabes

$$P_{Mec} = \sum V_{Mec} = 222.3 + 256.3 + 327.3 + 436.7 = 1242.7 \text{ t}$$

Finalmente, la carga de diseño debe incluir las demandas gravitacionales sobre la columna, que se obtuvieron del análisis elástico.

$$P_u = F_C(P_{CM} + P_{CV}) + P_{Mec} = 1.1(390 + 94.28) + 1242.7 = 1775.41 \text{ t}$$

### 2.3.9 Diseño de las columnas

Primero se deben amplificar los elementos mecánicos debido a los efectos de segundo orden conforme a la sección 2.7.2 (NTC-DCEA, 2017) sobre la determinación de las acciones de diseño, los momentos producidos por las cargas gravitacionales y acciones horizontales se deben amplificar mediante los factores  $B_1$  y  $B_2$ . En el cálculo del factor  $B_1$  se supuso que el coeficiente  $C_m$  es igual a 1.0. Además, el factor de longitud efectiva en ambas direcciones se supuso igual a  $K_x = K_y = 1.0$ . Entonces, la carga crítica de la columna en ambas direcciones es igual a:

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{K_x L_c}{r_x}\right)} = \frac{\pi^2 (2,040,000)(990.19)}{\left(\frac{1.0(384.7)}{39.8}\right)} = 213,403,777.697 \text{ kg} = 213403.7 \text{ t}$$

$$P_{e1y} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{K_y L_c}{r_y}\right)} = \frac{\pi^2 (2,040,000)(990.19)}{\left(\frac{1.0(384.7)}{39.8}\right)} = 213,403,777.697 \text{ kg} = 213403.7 \text{ t}$$

Con base en lo anterior, el factor de amplificación B<sub>1</sub>, conforme a la ecuación 2.7.3 (NTC-DCEA, 2017) es:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{e1}}} \quad (\text{Ec. 2.7.3})$$

$$B_{1x} = \frac{1.0}{1 - \frac{1775.41}{0.9(213403.7)}} = 1.008$$

$$B_{1y} = \frac{1.0}{1 - \frac{1775.41}{0.9(213403.7)}} = 1.008$$

Por otra parte, con el propósito de determinar B<sub>2</sub>, que tiene en cuenta los efectos PΔ, se obtuvieron del análisis lineal el desplazamiento del primer nivel y el cortante en ese mismo piso, el desplazamiento en el primer nivel es de 0.367 cm, mientras que el cortante es igual a 411.6 toneladas. Con lo que el factor B<sub>2</sub> conforme a la ecuación 2.7.4 (NTC-DCEA, 2017) es igual a:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1.2 Q \Delta_{OH} \sum P_u}{L \sum H}} \quad (\text{Ec. 2.7.4})$$

ΣP<sub>u</sub> es la fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración. Se refiere a la suma de las cargas axiales que soportan las columnas del entrepiso, es decir, el peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el o los factores de carga correspondientes; incluye cargas muertas y vivas.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1.2(4)(0.367)(8232.85)}{384.7(411.591)}} = 1.101$$

Los momentos de diseño en los extremos del elemento son:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (\text{Ec. 2.7.1})$$

$$M_{ux} = M_{tix} + B_2 M_{tpx} = 1.1(7.84 + 2.24) + 1.101(177.25) = 206.22 \text{ t} - m$$

$$M_{uy} = M_{tiy} + B_2 M_{tpy} = 1.1(5.75 + 2.16) + 1.101(177.664) = 204.28 \text{ t} - m$$

Mientras que los momentos de diseño en la zona central de las columnas son:

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{tix} + B_2 M_{tpx}) \quad (\text{Ec. 2.7.2})$$

$$M_{uo}^* = 1.008(1.1(7.84 + 2.24) + 1.101(177.25)) = 207.95 \text{ t}$$

$$M_{uo}^* = 1.008(1.1(5.75 + 2.16) + 1.101(177.664)) = 204.28 \text{ t}$$

Ya que se definieron las demandas sobre las columnas debidas al mecanismo de colapsos, se debe estimar si la capacidad resistente de las columnas es suficiente. Primero se debe satisfacer los requisitos geométricos con base en la sección 12.2.1.4 (NTC-DCEA, 2017), las secciones de las columnas deberán cumplir con las relaciones ancho/grueso,  $\lambda_{da}$ , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 12.1.2. Se revisa el tipo de sección del alma del perfil I laminado:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{1,775.4}{0.9(3,480.5)} = 0.567 > 0.125$$

Por lo que la revisión se efectúa como se muestra a continuación:

$$\lambda = \frac{h}{t_a} = \frac{94.92}{2.54} = 37.37$$

$$\lambda_{da} = 0.77 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515}} \left( 2.93 - \frac{(1,775.4)}{0.9(3,480.5)} \right) = 43.84$$

$$\lambda = 37.37 < \lambda_{da} = 43.84$$

Por lo tanto, el alma de la sección propuesta cumple con la relación máxima de la relación ancho/grueso para miembros de ductilidad alta. De manera, que la sección cajón es de tipo 1 (compacta).

Primero se realiza la revisión por flexocompresión de las secciones extremas tal como se hizo con las vigas.

$$M_{px} = Z_x F_y = 36,197.3(3,515) = 127,233,488.9 \text{ kg} = 1272.3 \text{ t}$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 36,197.3(3,515) = 127,233,488.9 \text{ kg} = 1272.3 \text{ t}$$

Además, previamente se calculó  $P_y$  en la revisión para identificar el tipo de sección. Por esto, la revisión para columnas de sección cajón, conforme a la ecuación 8.1.1 (NTC-DCEA, 2017), se calcula como sigue:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 8.1.2})$$

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} = \frac{1775}{0.9(3480.5)} + \frac{0.80(206.2)}{0.9(1272.3)} + \frac{0.80(204.3)}{0.9(1272.3)} = 0.854$$

Por lo tanto, se satisface la revisión. Además, se debe comprobar que la ecuación 8.1.3 (NTC-DCEA, 2017) también se cumpla:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 8.1.3})$$

$$\frac{203.2}{0.9(1272.3)} + \frac{204.3}{0.9(1272.3)} = 0.358$$

Revisión como columna completa, los momentos actuantes de esta revisión deben ser los momentos máximos, aunque ocurran en extremos diferentes del elemento. La resistencia en compresión se determina con base en la sección 5.2.1 (NTC-DCEA, 2017), puesto que es sección tipo 1 para miembros de sección transversal en cajón. En los siguientes cálculos se supone que el pandeo global ocurrirá en el eje menor y se ocupa un factor de longitud efectiva de 1.0.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. 5.2.4})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 2,040,000}{\left(\frac{1.0(384.7)}{39.801}\right)^2} = 215517.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{Ec. 5.2.4})$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{3,515}{215517.2}} = 0.128$$

Así el factor de reducción por esbeltez se calcula con la ecuación 5.2.2 (NTC-DCEA, 2017). En los cálculos, conforme a la tabla 5.2.1, la magnitud del coeficiente  $n$  para sección armada en cajón con cuatro placas es igual a 1.4.

$$\chi = [1 + \lambda_c^{2n}]^{-1/n} \quad (\text{Ec. 5.2.2})$$

$$\chi = [1 + 0.128^{2(1.4)}]^{-1/14} = 0.998$$

De manera que la resistencia de la columna a compresión es:

$$R_c = F_R \chi F_y A \quad (\text{Ec. 5.2.1})$$

$$R_c = 0.9 (0.998)(3,515)(990.19) = 3125462.7 \text{ kg} = 3125.5 \text{ t}$$

Por otra parte, la resistencia a flexión  $M_{Rx}$  se calcula conforme a la sección 6.3 (NTC-DCEA, 2017), siendo la menor de las resistencias nominales a flexión o flexotorsión. La resistencia por fluencia de la sección es la ecuación 6.3.1

$$M_n = M_p = Z_x F_y = 36,197.3(3,515) = 127233488.8 \text{ kg} - \text{cm} = 1272.30 \text{ t} - \text{m}$$

Para el estado límite de pandeo lateral por flexotorsión se considera  $C_b = 1.0$ , conservadoramente. La constante de alabeo  $C_a$ , no tiene valor para secciones cuadradas.

$$M_e = \frac{1.0(\pi)(2,040,000)}{384.7} \sqrt{1568615.72 \left[ \frac{249004.3}{2.6} \right]}$$

$$M_e = 2,042,050,295.8 \text{ kg} - \text{cm} = 20,420.5 \text{ t} - \text{m}$$

Debido a que dos tercios del momento de pandeo elástico por flexotorsión es mayor que el momento plástico, entonces el momento plástico se calcula con la ecuación:

$$M_n = 1.15 M_p \left( 1 - \frac{0.28(M_p)}{M_e} \right) \quad (\text{Ec. 6.3.2})$$

$$M_n = 1.15(1272.3) \left( 1 - \frac{0.28(1272.3)}{20420.5} \right) = 1437.7 \text{ t} - \text{m}$$

La resistencia a flexión no puede en ningún caso ser mayor que el momento plástico por lo que el momento resistente es el momento plástico de la sección:

$$M_R = F_R (M_n)_{min} = 0.9(1272.3) = 1145.1 \text{ t} - \text{m}$$

Finalmente, conforme a la sección 8.1.3.2 (NTC-DCEA, 2017) sobre la revisión de la columna completa debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{R_C} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 8.1.6})$$

$$\frac{1775.4}{3125.5} + \frac{207.9}{1145.1} + \frac{206}{0.9(1272.3)} = 0.93 < 1.0$$

Conforme a la ecuación 4.2.1 (NTC-DCEA, 2017) para calcular el estado límite de fluencia en la sección total, la capacidad de la columna en tensión es:

$$R_t = F_R F_y A \quad (\text{Ec. 5.2.1})$$

$$R_t = 0.9(3,515)(990.2) = 3132477.5 \text{ kg} = 3,132.5 \text{ t}$$

La demanda en tensión se obtiene con las cargas gravitacionales y el cortante resistente del mecanismo de las vigas enlace de los entrepisos sobre la columna.

$$T_u = F_C(P_{CM} + P_{CV}) - P_{Mec} = 1.1(390 + 94.3) - 1242.7 = -710.0 \text{ t}$$

$$R_t = 3,132.5 > T_u = 710.0 \text{ t}$$

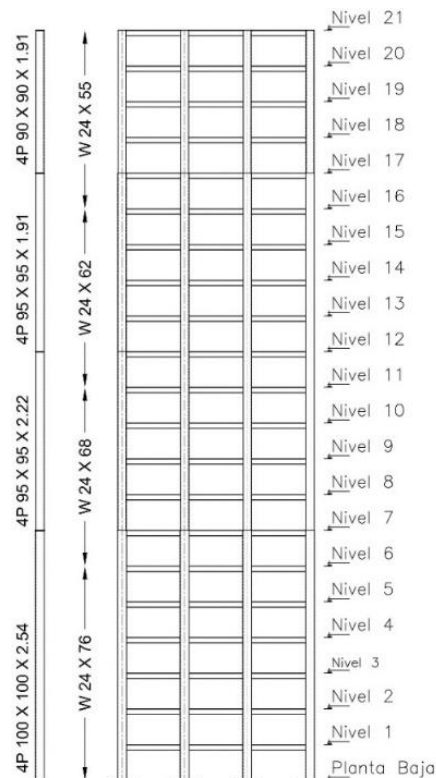


Figura 2.8 Secciones del marco momento resistente

La sección propuesta es adecuada por resistencia. En la figura 2.8 se muestra un esquema del marco con las secciones transversales diseñadas en toda la altura del edificio, se decidió hacer cuatro cambios de secciones tal y como se haría en la práctica.

### 2.3.10 Propiedades dinámicas

Con base en el análisis modal de la estructura es posible obtener algunas de sus propiedades dinámicas, entre ellas está el periodo de las estructuras y sus formas de vibrar. Los periodos y factores de participación modal de la estructura se muestran en la tabla 2.7. Considerando 12 modos de vibrar de la estructura se cumple con la sección 6.1 de las Normas (NTC-S, 2017), en la que establece considerar un mínimo de modos de vibrar de la estructura, tal que, la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento de la masa total de la estructura. Los dos primeros modos de vibrar de la estructura son traslacional en ambos sentidos con un periodo muy parecido, esto debido a la regularidad de la estructura y el cuidado de mantener la misma rigidez en ambas direcciones, uno de los aspectos importantes es el balance de rigidez de la losa que ya fue comentado en la sección 2.3.4.

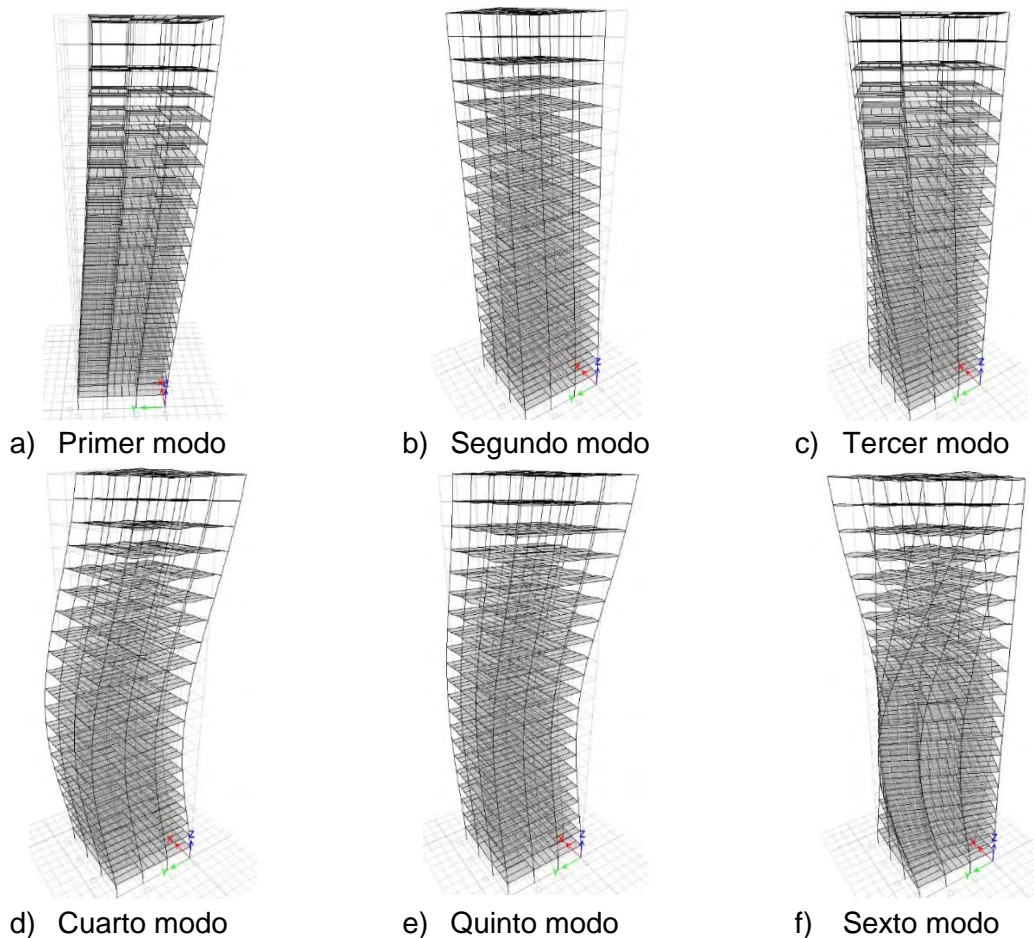


Figura 2.9 Modos de vibrar del edificio de marcos rígidos

El tercer modo de vibrar de la estructura es torsional, los modos superiores de vibrar de la estructura se presentan en el cuarto y quinto modo, los cuales se espera que sean los responsables de un incremento de la respuesta en los niveles superiores del edificio, el periodo asociado con estos modos es 1.159 que se asemeja mucho al periodo dominante del suelo que es 1.099, además, estos modos de vibrar tienen una proporción de participación de la masa asociada con el desplazamiento lateral del 12.2 por ciento.

Tabla 2.7 Periodos de la estructura y proporciones de participación de la masa. Marco momento resistente

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	3.517	0.000	0.729	0.000	0.729	0.000	0.000
2	3.514	0.729	0.000	0.729	0.729	0.000	0.000
3	2.493	0.000	0.000	0.729	0.729	0.738	0.738
4	1.159	0.000	0.122	0.729	0.851	0.000	0.738
5	1.159	0.122	0.000	0.851	0.851	0.000	0.738
6	0.857	0.000	0.000	0.851	0.851	0.114	0.852
7	0.628	0.000	0.048	0.851	0.899	0.000	0.852
8	0.628	0.048	0.000	0.899	0.899	0.000	0.852
9	0.484	0.000	0.000	0.899	0.899	0.047	0.899
10	0.4	0.000	0.027	0.899	0.926	0.000	0.899
11	0.399	0.027	0.000	0.926	0.926	0.000	0.899
12	0.314	0.000	0.000	0.926	0.926	0.027	0.926

Por otro lado, se grafican los periodos de la estructura en el espectro elástico. En esta gráfica se puede observar que las mayores ordenadas espectrales les corresponden a los modos superiores de vibrar.

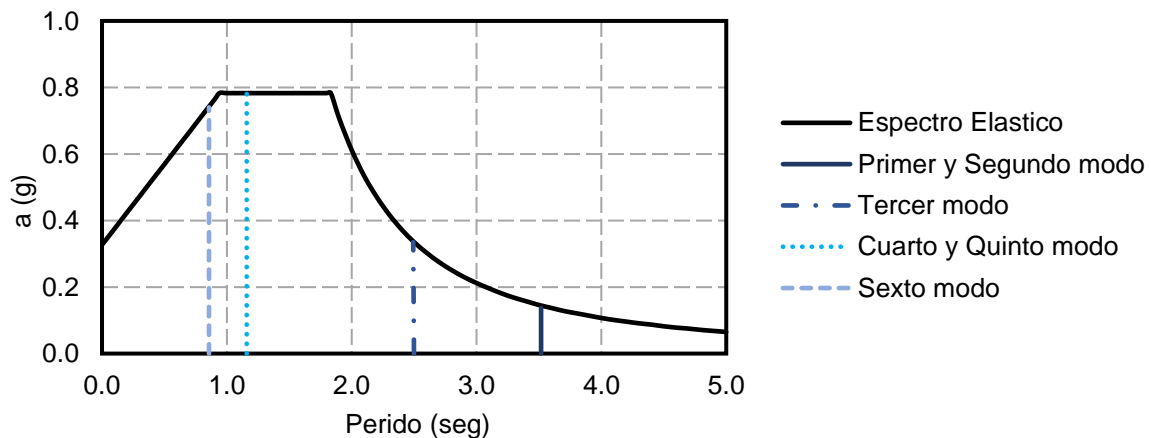


Figura 2.10 Ubicación de los modos de vibrar de la estructura en el espectro de diseño



Estos aspectos sumados a la flexibilidad de la estructura, y a la ductilidad que se espera que desarrolle la estructura lo hace un gran candidato para que se presenten los efectos de los modos superiores de vibrar.

### 2.3.11 Revisión de desplazamientos laterales

La distorsión de entrepiso es el desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles consecutivos normalizada por la altura, es decir, se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondientes. Conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2017), los desplazamientos laterales son los que se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso. Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra el colapso es necesario multiplicar las distorsiones por QR. Para el marco momento resistente el factor de comportamiento sísmico es de 4.0, y la sobrerresistencia es de 2 para el periodo fundamental de la estructura tal como se puede apreciar en la figura 1.20. Las distorsiones se grafican en ambas direcciones en la figura 2.11, cumpliendo en ambas las distorsiones límites contra el colapso, por lo que se cumple con las distorsiones límites de reglamento para estructuras de acero con base en marcos momento resistentes.

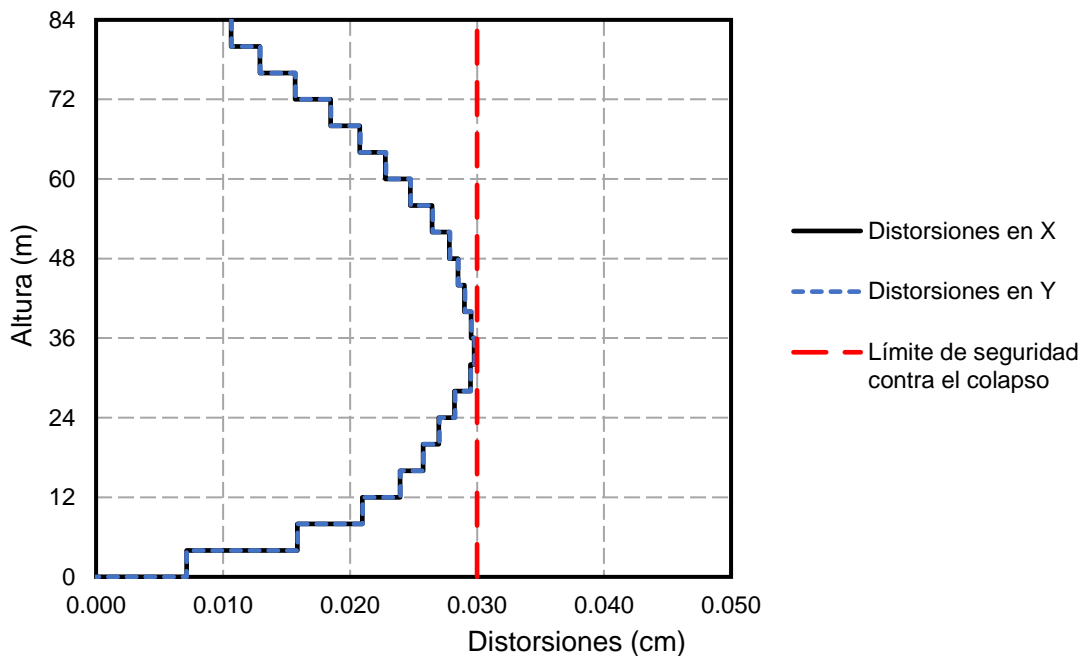


Figura 2.11 Distorsiones de entrepiso, marcos rígidos

## 2.4 METODOLOGÍA DE APLICACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD PARA MARCOS DE ACERO CON CONTRAVIENTOS

### 2.4.1 Diseño de marcos dúctiles con contravientos

En esta sección se detalla una metodología con la cual diseñar marcos dúctiles de acero con contravientos bajo la filosofía de diseño por capacidad, cumpliendo las normas de acero de México (NTC-DCEA, 217). Se plantea que la jerarquización de los modos de comportamiento de falla, empiece por el pandeo de los contravientos comprimidos y fluencia de los que trabajan a tensión, la fluencia de vigas y por último la falla estable de las columnas. Para que se presente este mecanismo es necesario, diseñar las columnas con la máxima carga axial que producen los contravientos ante cargas laterales. Los pasos previos al diseño tales como el análisis de cargas se realiza como en la sección 2.3.2, y la definición del espectro de diseño se realiza como en la sección 2.3.3 utilizando un factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), de 3.0, figura 2.12.

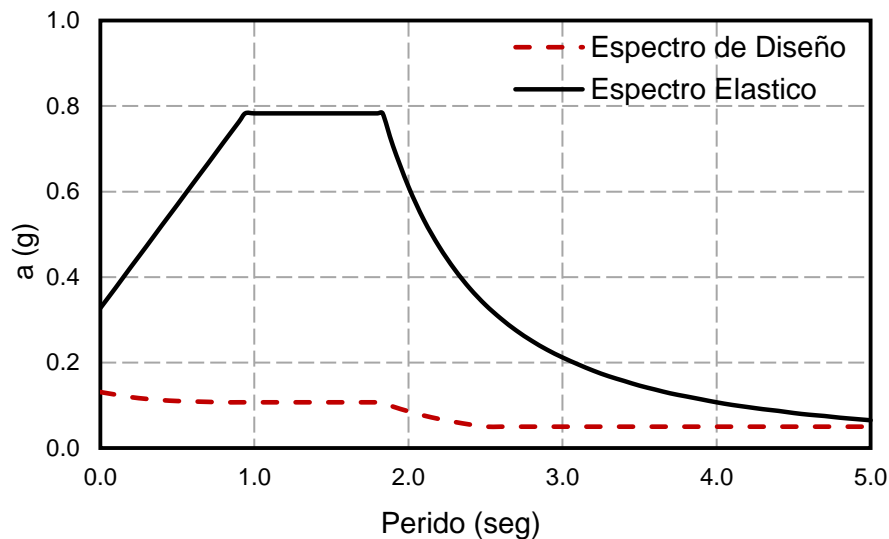


Figura 2.12 Espectro elástico y de diseño con un factor de comportamiento sísmico de 3.0

El análisis modal de la estructura con contravientos se apega a los requerimientos planteados en la sección 2.3.4, además los contravientos se modelan tal que las conexiones con las vigas y columnas sean rígidas. Debido a que los elementos de la estructura empiezan a comportarse como los de una armadura, es razonable suponer que los elementos diagonales no transfieren momentos, solamente carga axial.

En la figura 2.13 se resume esquemáticamente mediante un diagrama de flujo el diseño por capacidad de una estructura con base en marcos momento resistentes contraventeados.

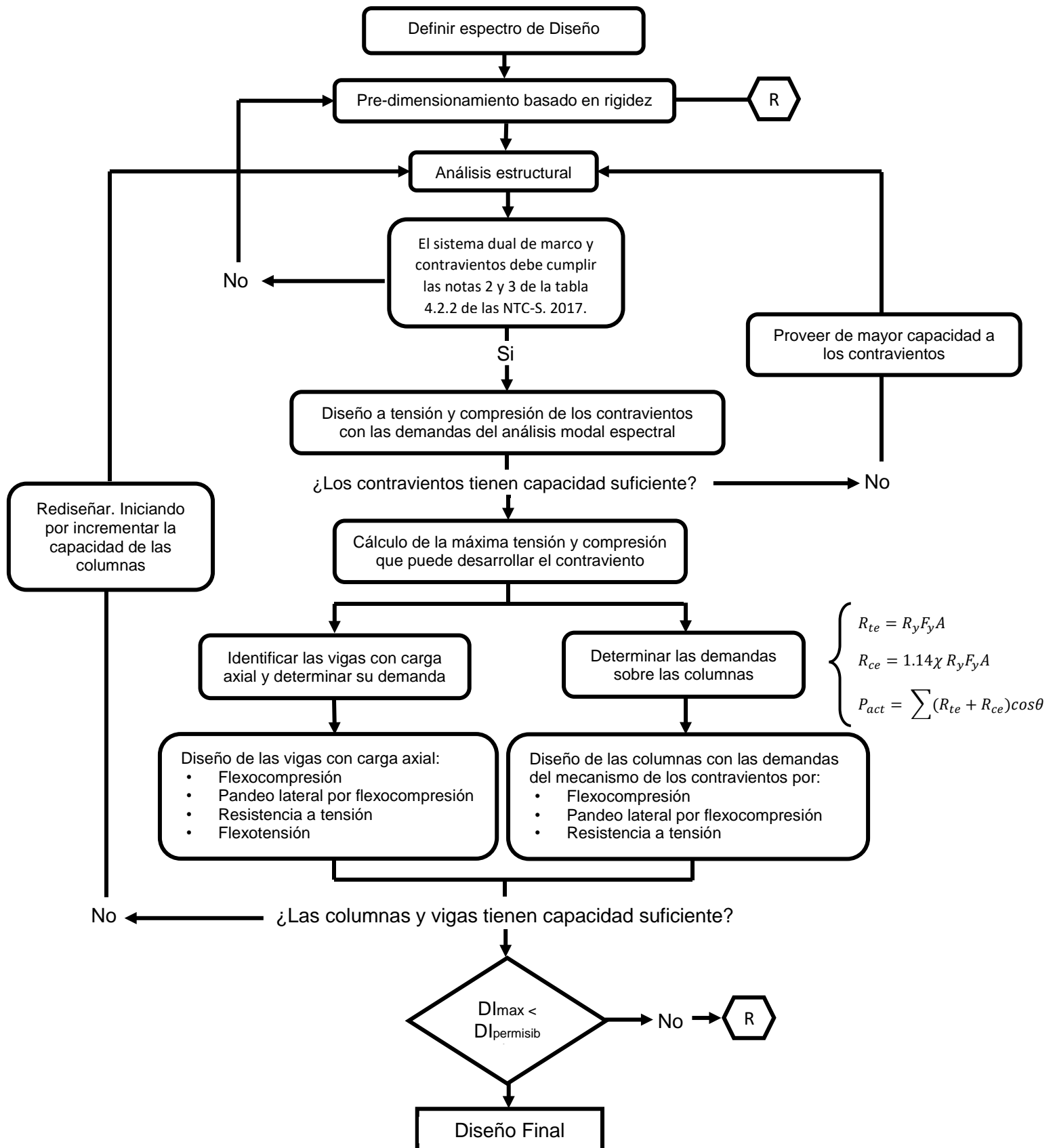


Figura 2.13 Diagrama de flujo del diseño por capacidad para marcos con contravientos

### 2.4.2 Diseño de los contravientos

Con base en los requisitos para marcos con contravientos concéntricos de ductilidad alta y media (tabla 4.2.2) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo (NTC-Sismo, 2017) y la sección 12.3.3.3 (NTC-DCEA, 2017), sobre la distribución de fuerzas laterales, se debe garantizar que los contravientos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre el 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

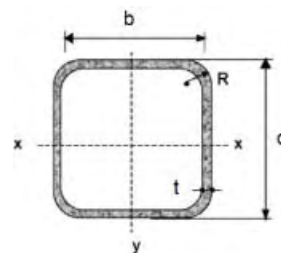
El proceso de diseño comprendió algunas interacciones modificando los elementos de contraviento y de columnas, hasta que la estructura cumplió los requisitos de distribución de fuerzas laterales y las distorsiones límite para marcos con contravientos de ductilidad alta. Se decidió hacer cuatro cambios de elementos de contravientos, mientras que los cambios de columnas y vigas se mantienen en la misma posición que en el marco rígido. Las demandas en los contravientos se obtienen del análisis modal espectral, se calculan las demandas de diseño (Deben incluir los factores de carga correspondientes a una combinación de acciones accidentales) sobre los contravientos para carga muerta, carga viva, y cargas debidas al sismo, los cuales se muestran en la tabla 2.8. En esta sección se ejemplificará el diseño de los contravientos inferiores, los cuales son los más demandados de toda la estructura.

Tabla 2.8 Demandas sobre los contravientos

Demanda	Carga axial (t)
Carga muerta	34.76
Carga viva	8.35
Carga provocada por el sismo en compresión	-162.26
Carga provocada por el sismo en tensión	162.26

Se propone usar una sección OR 10"X1/4". Con base la tabla del Manual de Construcción en Acero (IMCA, 2014), las propiedades de la sección son las siguientes:

<b>d =</b>	25.4 cm	<b>A =</b>	111 cm <sup>2</sup>
<b>t =</b>	1.27 cm	<b>I =</b>	10700 cm <sup>4</sup>
<b>b =</b>	22.86 cm	<b>r =</b>	9.8 cm



De acuerdo a la tabla 3.2.1 (NTC-DCEA, 2017), sobre la magnitud máxima de las relaciones ancho/grueso de los elementos que forman parte de los miembros en compresión, el límite para elementos atiesados en paredes de grueso uniforme de secciones en cajón es:

$$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Tabla 3.2.1)

$$1.12 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515}} = 28.12$$

En el caso de la sección propuesta la proporción para la revisión de este estado límite queda como sigue:

$$\frac{b}{t} = \frac{22.86}{1.27} = 18$$

Entonces, dado que  $b/t = 18 < 28.12$ , la sección propuesta satisface los requisitos del límite ancho/grueso. También se debe cumplir un parámetro de esbeltez conforme a la sección 12.3.3.4 sobre las diagonales del contraventeo, la relación de esbeltez efectiva  $KL/r$  no debe ser mayor a:

$$4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.0 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515}} = 100.42$$

La longitud no arriostrada de un contraviento  $L_{real}$ , que está asociada con la capacidad del elemento en compresión, usualmente es mucho menor que la longitud a ejes de los elementos estructurales  $L_{ejes}$  debido a los peraltes de la trabe y columna y la placa de conexión. En el diseño de los contravientos se considera que la longitud no arriostrada es igual al 80 por ciento de la longitud del contraviento a ejes. De manera que la relación de esbeltez asumiendo un factor de longitud efectiva  $K=1.0$  en ambos ejes  $x$  y  $y$  es igual a:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0(452)}{9.8} = 85.9 < 100.42$$

Por lo que satisface la revisión. La resistencia en compresión se determina con base en la sección 5.2.1 (NTC-DCEA, 2017), puesto que es sección tipo 1 para miembros de sección transversal en cajón. En los siguientes cálculos se supone que el pandeo global ocurrirá en el eje menor y un factor de longitud efectiva  $K=1.0$ .

Conforme a la sección 5.2.1 (NTC-DCEA, 2017), la resistencia de miembros comprimidos hechos con secciones en cajón que cumplen los límites ancho/grueso para el estado límite de pandeo por flexión se determina en función del parámetro de esbeltez de acuerdo a la

ecuación 5.2.3 5.2.1 (NTC-DCEA, 2017) y el esfuerzo crítico de Euler de la ecuación 5.2.4 5.2.1 (NTC-DCEA, 2017).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. 5.2.4})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 (2,040,000)}{\left(\frac{1.0(452)}{9.8}\right)^2} = 9468.7 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{Ec. 5.2.4})$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{3,515}{9,468.7}} = 0.585$$

Así, el factor de reducción por esbeltez se calcula con la ecuación 5.2.2 (NTC-DCEA, 2017). En los cálculos, conforme a la tabla 5.2.1, la magnitud del coeficiente n para perfiles estándar de sección en cajón es igual a 1.4.

$$\chi = [1 + \lambda_c^{2n}]^{-1/n} \quad (\text{Ec. 5.2.2})$$

$$\chi = [1 + 0.585^{2(1.4)}]^{-1/14} = 0.866$$

De manera que la resistencia del contraviento a compresión es:

$$R_c = F_R \chi F_y A \quad (\text{Ec. 5.2.1})$$

$$R_c = 0.9 (0.886)(3,515)(111.0) = 280001.3 \text{ kg} = 280.0 \text{ t}$$

Teniendo en consideración que la demanda por carga crítica en compresión en el elemento con base en las combinaciones de cargas del análisis elástico es:

$$P_{uc} = P_{CM} + P_{CV} + P_{SC} = 34764.7 + 8350.6 + 162256.3 = 205372 \text{ kg} = 205.4 \text{ t}$$

Entonces, se satisface la revisión  $P_{uc} < R_c$

La resistencia a tensión se revisa conforme a la sección 4.2 sobre la resistencia de diseño de un miembro a tensión, el estado límite de fluencia de la sección total se calcula como sigue:

$$R_t = F_R F_y A$$

(Ec. 5.2.1)

$$R_t = 0.9(3,515)(111.0) = 323176.5 \text{ kg} = 323.2 \text{ t}$$

Teniendo en consideración que la demanda por carga crítica en tensión en el elemento con base en las combinaciones de carga del análisis elástico es:

$$P_{ut} = P_{CM} + P_{CV} + P_{SC} = -119140 \text{ kg} = -119.1 \text{ t}$$

$$R_t = 323.2 > T_u = 119.1 \text{ t}$$

Siguiendo este procedimiento es posible determinar la sección transversal de los contravientos de los pisos superiores.

#### 2.4.3 Análisis del marco y estimación de las resistencias esperadas

Se debe verificar conforme a la sección 5.1 (NTC-DS, 2017) sobre una estructura regular para para sistemas diseñados para Q de 3, la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no debe diferir en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella.

De acuerdo a la sección 12.3.3.2 (NTC-DCEA, 2017), sobre el Análisis de marcos con contravientos concéntricos, la resistencia requerida de columnas, vigas y conexiones está basada en la magnitud mayor de los siguientes escenarios:

- Un análisis en el que se supone que todos los contravientos resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas en tensión o en compresión.
- Un análisis en el que se supone que todos los contravientos en tensión resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas y los contravientos comprimidos sus resistencias esperadas posteriores al pandeo.

El cálculo de las resistencias esperadas de los contravientos se realiza tal como en el diseño multiplicándolos por un factor  $R_y$ , el cual es un factor que tienen en cuenta la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada. Conforme a la tabla 12.1, el factor  $R_y$  para perfiles huecos de acero ASTM 992, es igual a 1.1. Conforme a la sección 12.3.3.5.2 sobre la resistencia de las diagonales de contraviento, la resistencia esperada en tensión y compresión de un contraviento es igual a:

$$R_t = R_y F_y A_t = 1.1(3,515)(111.0) = 429.2 \text{ t}$$

$$R_c = R_y \chi F_y A = 1.1 (0.853)(3,515)(111.0) = 366.0 \text{ t}$$

Finalmente, conforme a la misma sección 12.3.3.5.2, la resistencia posterior al pandeo es como máximo igual a 0.3 veces la resistencia esperada del contraviento comprimido. Esto es:

$$R'_c = 0.3R_{ce} = 114.1 \text{ t}$$

Siguiendo este procedimiento, las capacidades de los contravientos del edificio se muestran en la tabla 2.9 considerando una longitud no arriostrada de 452 cm y las condiciones del acero ASTM A992.

Tabla 2.9 Resistencias esperadas en los contravientos

Sección	Relación de esbeltez $KL/r$	Esfuerzo crítico de Euler, $F_e$ Ec. 5.2.4 ( $\text{kg/cm}^2$ )	Factor de reducción por esbeltez, $\chi$ Ec. 5.2.2	Resistencia esperada en tensión, $R_{te}$ (t)	Resistencia esperada en compresión, $R_{ce}$	Resistencia esperada posterior al pandeo, $R'_{ce}$
OR 8 X 1/4	56.47	6309.854	0.77	140.42	136.42	40.93
OR 10 X 5/16	45.18	9859.148	0.86	276.84	237.96	71.39
OR 10 X 3/8	45.36	9780.432	0.858	329.42	282.72	84.82
OR 10 X 1/2	46.1	9468.725	0.853	429.17	366.00	109.80

Con el propósito de calcular la carga axial de diseño sobre las columnas es necesario considerar la proyección de la resistencia esperada en tensión y compresión del sistema de contravientos como se muestra en la figura 2.14

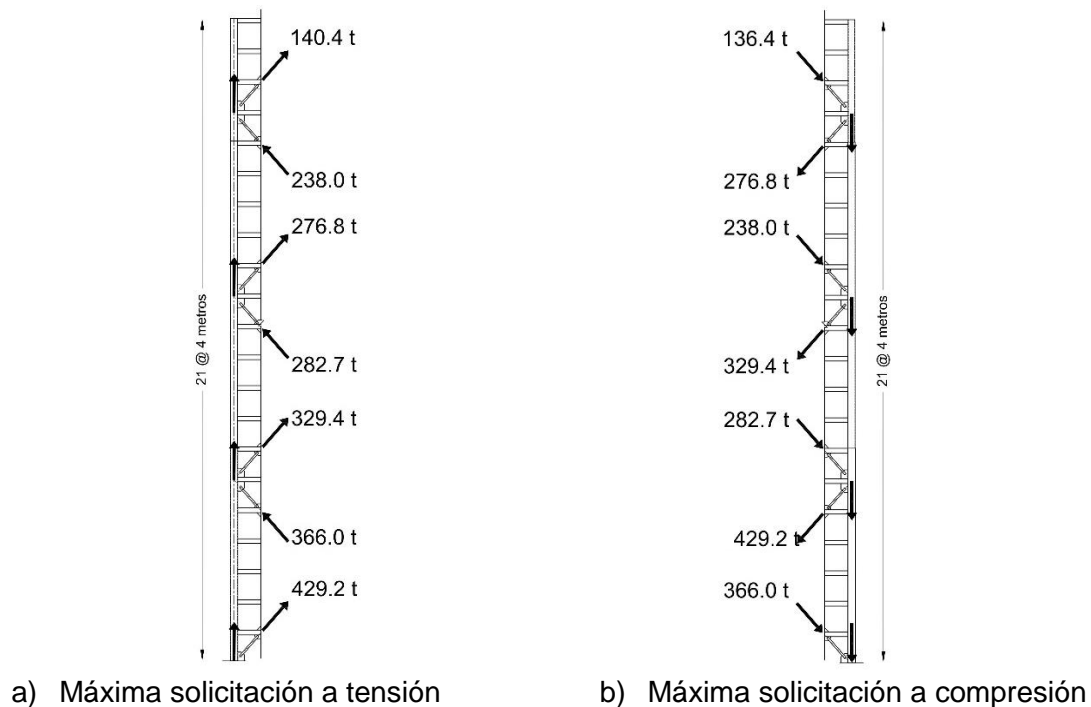


Figura 2.14 Axialización de las columnas, marcos con contravientos



La demanda máxima de la fuerza en compresión es igual a:

$$P_u = F_c(P_{CM} + P_{CV}) + P_{Diag} \sen \theta = 1.1(362.82 + 85.28) + 2058.5 \left( \frac{400}{531.5} \right) = 2,042.1 \text{ t}$$

La demanda máxima de la fuerza axial en tensión es igual a:

$$T_u = F_c(P_{CM} + P_{CV}) + P_{ST} + P_{Diag} \sen \theta$$

$$T_u = 1.1(362.82 + 85.28) - 316.8 - 2058.5 \left( \frac{400}{531.5} \right) = -1,035.4 \text{ t}$$

Se hace notar que en los cálculos no se incluye la componente de las contribuciones de los contravientos de planta baja, puesto que estos no modifican la magnitud de la carga axial de las columnas de planta baja. Siguiendo este procedimiento se pueden estimar las demandas de las columnas en todos los niveles del edificio, y con estos elementos mecánicos, se omitirá el procedimiento de diseño de la columna ya que se procede de una forma similar a la de la sección 2.3.8.

#### 2.4.4 Determinación de las demandas y diseño de las vigas

De acuerdo a la sección 12.3.3.6 (NTC-DCEA, 2017), sobre las consideraciones especiales para la configuración de las diagonales, las vigas que se unen a los contravientos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos siguientes:

- Ser continuas entre columnas
- Resistir los efectos de todas las cargas gravitacionales tributarias, muertas y vivas, suponiendo que el contraviento no existe.
- Resistir los efectos de las cargas gravitacionales, muertas y vivas, más una carga vertical aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual a  $R_y P_y$  en la diagonal en tensión y máxima de  $0.3R_c$  en la comprimida.

Entonces, la obtención de los efectos relacionados con los contravientos en las vigas se debe calcular por medio de las cargas que se muestra en la figura 2.15.

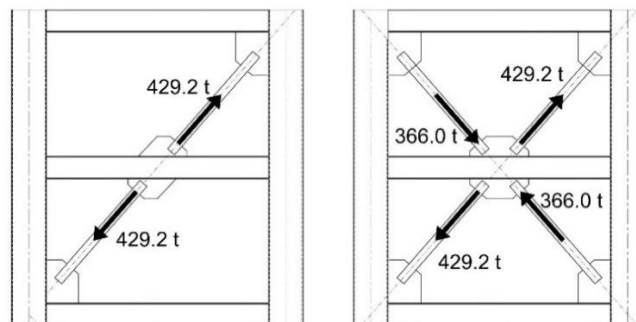


Figura 2.15 Descarga de los contravientos a la viga

Así, la fuerza vertical de desequilibrio relacionada con las fuerzas esperadas en el sistema de contravientos es cero. Es decir, la condición de diseño de la viga queda regida por los efectos del análisis elástico.

El diseño de vigas de acero ya está ejemplificado en la sección 2.3.5, siguiendo este procedimiento se diseñan las demás vigas del edificio con contravientos concéntricos.

#### 2.4.4.1 Vigas con carga axial

Se debe identificar aquellas vigas que por su posición en el sistema estructural y basándose en la filosofía del diseño por capacidad pueden llegar a axializarse, se debe tener mucha precaución en identificar estas vigas, ya que, si se diseñan como vigas a flexión puede llevar a un diseño deficiente y a un comportamiento indeseable de la estructura ante solicitaciones sísmicas.

Con el propósito de calcular la carga axial de diseño sobre las vigas es necesario considerar la proyección de la resistencia esperada en tensión y compresión del sistema de contravientos como se muestra en la figura 2.16. La demanda máxima de la fuerza axial se calcula de acuerdo a la estática, tal como se muestra en la figura 2.16.

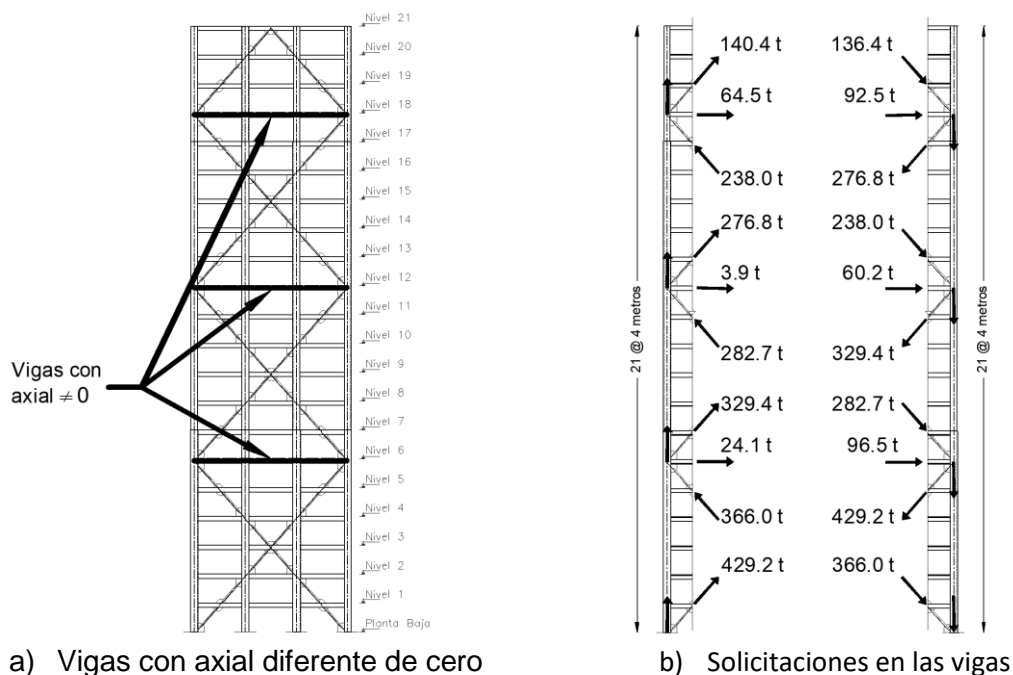


Figura 2.16 Axialización de las vigas, marcos con contravientos

Con base en la sección 12.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2017) se debe verificar si estas vigas se pueden diseñar como elementos a flexión o si debe diseñarse bajo cargas combinadas, la viga se considerará en flexión cuando la fuerza axial no excede de  $0.1P_y$  donde  $P_y = A F_y$ , se ejemplifica el procedimiento con las vigas del nivel 6 de la estructura.

$$P_y = A F_y = 139 (3,515) = 488585 \text{ kg} = 488.6 \text{ t}$$

$$P_u = (429.2 - 282.7) \cos\left(\frac{400}{531.5}\right) = 96.5 \text{ t}$$

$$0.1P_y = 78.8 \text{ t} < 96.5 \text{ t}$$

Por lo que las vigas deben diseñarse como miembros bajo cargas combinadas, se debe utilizar los elementos mecánicos de flexión y cortante del análisis modal, mientras que, las cargas axiales se obtienen por capacidad. El diseño de este tipo de elementos se realiza utilizando el mismo procedimiento que en el diseño de columnas de la de la sección 2.3.8 de esta tesis por lo que se omite en esta sección. Además de las revisiones realizadas en la sección 2.3.8 estos elementos se deben diseñar por flexotensión de acuerdo con la sección 8.2 (NTC-DCEA, 2017). Primero se comprueba que las vigas cumplan con los requisitos geométricos con base en la sección 12.2.1.4 (NTC-DCEA, 2017), las secciones deberán cumplir con las relaciones ancho grueso definidas en la tabla 3.2.2 para secciones tipo 2. Se revisan las secciones extremas, satisfaciendo la ecuación siguiente:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 8.1.1})$$

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} = \frac{96.5}{0.9(488.6)} + \frac{0.85(72.2)}{0.9(92.4)} = 0.95$$

Por lo tanto, se satisface la revisión. Además, se debe comprobar que la ecuación 8.2.1 (NTC-DCEA, 2017) también se cumpla:

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 8.2.1})$$

Primero se debe calcular  $R_t$ , que es la resistencia a tensión del elemento, que se calcula de acuerdo a la sección 4 de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2017):

$$R_t = F_R F_y A \quad (\text{Ec. 8.2.1})$$

$$R_t = 0.9(3,515)(139) = 439726.5 \text{ kg} = 439.7 \text{ t}$$

$$R_t = F_R F_u A_e \quad (\text{Ec. 8.2.1})$$

$$R_t = 0.75(4,570)(139) = 476422.5 \text{ kg} = 476.4 \text{ t}$$

La resistencia a tensión queda dominada por el menor de los estados límite que es 439.7 t, por lo que:

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} = \frac{24.1}{439.7} + \frac{72.2}{92.4} = 0.83$$

Después de realizar las revisiones necesarias, el perfil W21x73 satisface las solicitaciones impuestas debido a las solicitaciones sísmicas. Finalmente, en la figura 2.17 se muestra un resumen de las secciones diseñadas en el edificio.

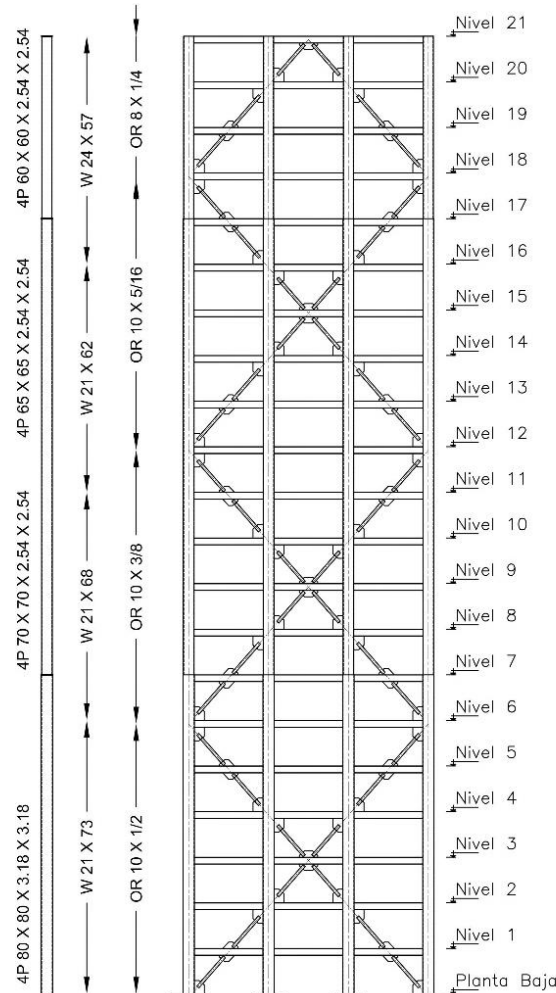


Figura 2.17 Secciones del marco con contravientos concéntricos

## 2.4.5 Propiedades dinámicas del edificio con contravientos concéntricos

Obtenemos las propiedades dinámicas de la estructura con base en su análisis modal, entre ellas está su periodo y sus formas de vibrar, los factores de participación modal están contenidos en la tabla 2.10, considerando 12 modos de vibrar de la estructura se cumple con la sección 6.1 de las Normas (NTC-S, 2017). Los dos primeros modos de vibrar de la estructura son traslacionales, estos modos de vibrar tienen aportación en los dos ejes ortogonales de la estructura, siendo una de estas la dirección principal y la otra componente ortogonal se desplaza aproximadamente el 5 por ciento de la dirección principal. En la figura 2.17 se muestran las seis primeras formas modales.

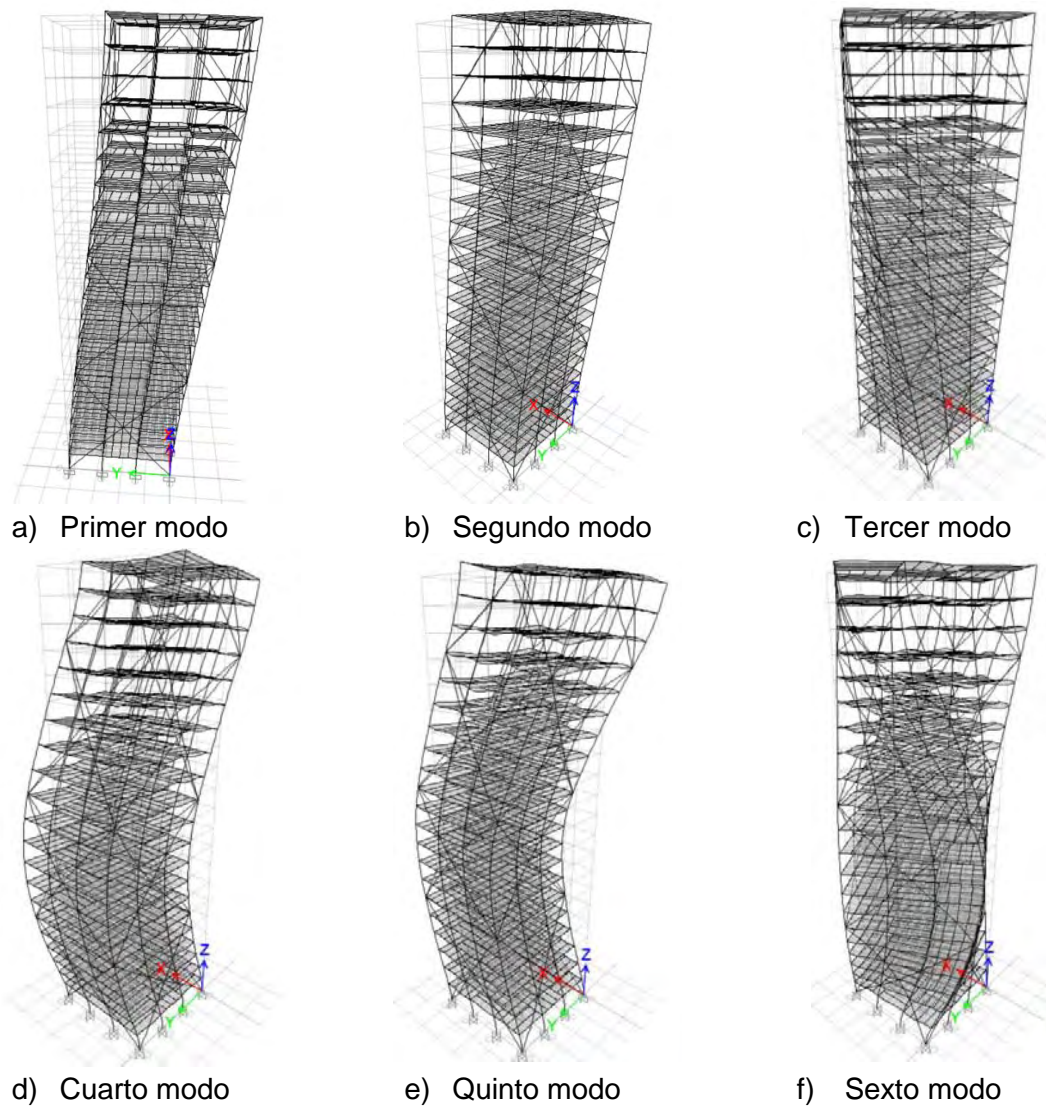


Figura 2.18 Modos de vibrar del edificio con contravientos concéntricos

El tercer modo de vibrar de la estructura es torsional, los modos superiores de vibrar de la estructura se presentan en el cuarto y quinto modo, estos periodos asociados a los efectos de los modos superiores, se encuentran en la rama ascendente del espectro elástico. El modo torsional de vibrar de la estructura es el que le tocan las mayores ordenadas espectrales, sin embargo, la masa asociada a esta forma de vibrar es menor que las dos primeras formas modales. La participación de la masa en los modos de vibrar es muy parecida en la estructura con marcos momento resistentes.

Tabla 2.10 Periodos de la estructura y proporciones de participación de la masa

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	2.123	0.002	0.729	0.002	0.725	0.000	0.000
2	2.123	0.729	0.002	0.731	0.726	0.000	0.000
3	1.170	0.000	0.000	0.731	0.726	0.773	0.773
4	0.720	0.000	0.139	0.731	0.872	0.000	0.773
5	0.719	0.139	0.000	0.870	0.872	0.000	0.773
6	0.420	0.000	0.000	0.870	0.872	0.112	0.885
7	0.413	0.000	0.044	0.870	0.916	0.000	0.885
8	0.413	0.044	0.000	0.914	0.916	0.000	0.885
9	0.295	0.000	0.023	0.914	0.939	0.000	0.885
10	0.295	0.023	0.000	0.937	0.939	0.000	0.885
11	0.258	0.000	0.000	0.937	0.939	0.040	0.925
12	0.223	0.000	0.012	0.937	0.950	0.000	0.925

Por otro lado, se grafican los periodos de la estructura en el espectro elástico. Los modos superiores están en la rama ascendente del espectro, figura 2.19.

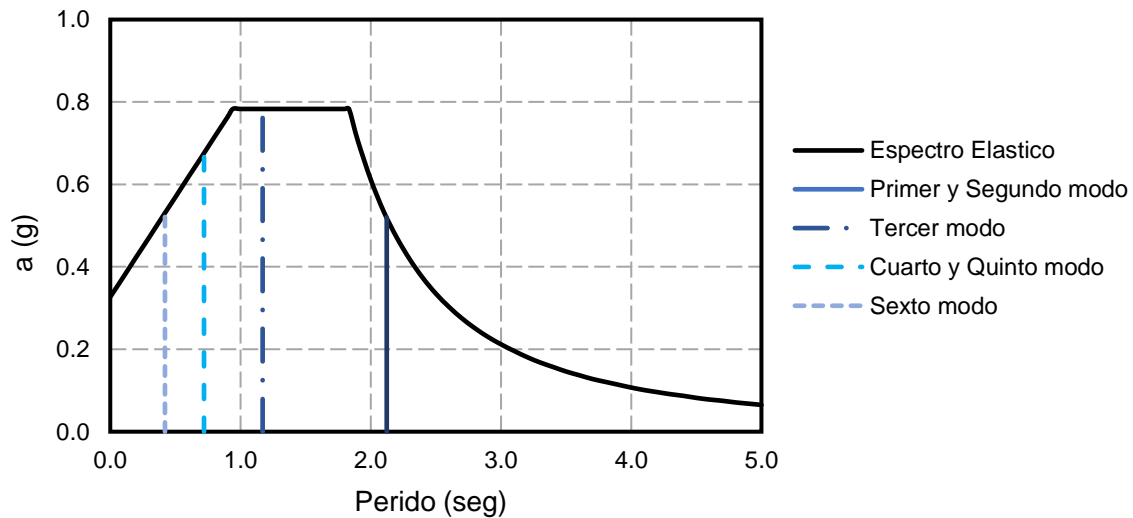


Figura 2.19 Ubicación de los modos de vibrar de la estructura en el espectro de diseño

Estos aspectos sumados a la flexibilidad de la estructura, y a la ductilidad que se espera que desarrolle la estructura lo hace un gran candidato para que presente los efectos de los modos superiores de vibrar.

### 2.4.5 Revisión de desplazamientos laterales

Se revisan las distorsiones de la estructura, conforme a lo comentado en la sección 2.3.9. Sin embargo, el factor de comportamiento sísmico para el marco con contravientos concéntricos es igual a 3.0, las distorsiones cumplen con las máximas permisibles de la tabla 4.2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2017), las cuales limitan la distorsión a 0.015, figura 2.20.

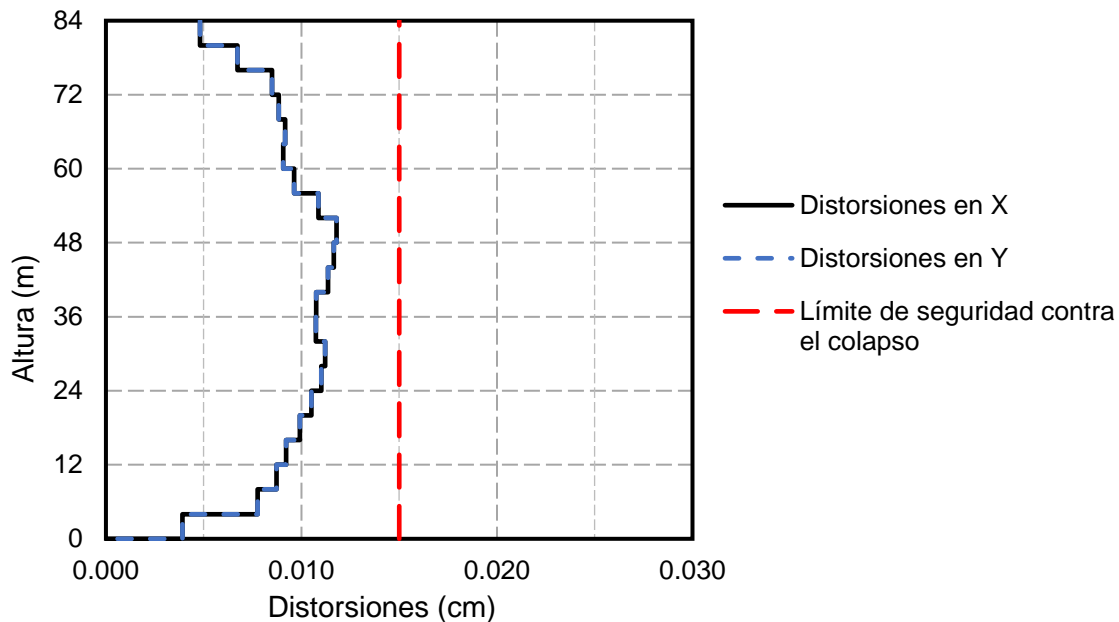


Figura 2.20 Distorsiones de entrepiso para el edificio con contravientos

## 2.5 CONCLUSIONES

En este capítulo se diseñaron los dos edificios de acero, uno con base en marcos momento resistentes y el otro con contravientos concéntricos de ductilidad alta. Se plantea una metodología para el diseño de ambos edificios basado en el diseño por capacidad, promoviendo estructuras con un mecanismo de colapso estable capaces de desarrollar grandes deformaciones antes de que sus elementos que la conforman se dañen. En ambos métodos se inicia por definir el espectro de diseño, es en este momento en el que el ingeniero debe decidir cuál es el comportamiento que espera que desarrolle la estructura cuando se presenten sismos de gran magnitud e incluso el sismo de diseño. Cuando se menciona que se debe hacer un pre-dimensionamiento basado en rigidez, se refiere al hecho de proponer una estructuración tal que el edificio cumpla con las distorsiones máximas permisibles de seguridad contra el colapso de la normatividad que sea vigente.

El diseño de ambas estructuras se realizó cumpliendo las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2017) y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA,

2017). En el diseño se consideró los requerimientos prácticos utilizados normalmente en los despachos de cálculo estructural.

Es necesario mencionar que, para el diseño de estructuras de este número de pisos, es difícil cumplir con las distorsiones de reglamento manteniendo la costeabilidad y constructividad de la estructura, la tabla 2.11 contiene el peso de acero de cada estructura por metro cuadrado habitable, en el que, si bien se tiene un peso parecido, en el marco con contravientos se abaten de forma más eficiente las deformaciones. Además, se tiene que analizar el comportamiento de las estructuras en cuanto al daño no estructural y en contenidos.

Tabla 2.11 Peso de las estructuras diseñadas

Estructuración	Peso Total (t)	Peso por m <sup>2</sup> (kg/ m <sup>2</sup> )
Marco momento resistente	1283.6	138.6
Marco con contravientos	1243.3	134.3

La estructura con marcos momento resistentes es la más flexible de las dos, sin embargo, su deformación está dominada por cortante, por lo que las máximas distorsiones se concentran en el centro de la estructura, mientras que, en la estructura con contravientos se rigidiza la deformación a corte, por lo que contribuye más el comportamiento a flexión, con ello se distribuyen de forma más pareja las distorsiones en los entrepisos a través de la estructura. Debido a la configuración elegida de contravientos, las columnas de los tres niveles superiores no se logran axializar por los contravientos, es por ello que estos últimos niveles se desplazan en parte como cuerpos rígidos .



---

## **CAPÍTULO III**

---

### **MODELADO NO LINEAL**

# Capítulo 3

## Modelado no Lineal

### 3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se discuten los criterios e hipótesis empleados en el modelado no lineal de las estructuras diseñadas en este trabajo de investigación. Se desarrolla la curva constitutiva del acero empleado, los elementos y su distribución en el modelo, así como la aplicación de las cargas y de las masas. Para predecir adecuadamente el comportamiento no lineal de la estructura se muestra con detalle las características del modelado de las estructuras, tomando en cuenta la geometría necesaria, las características de resistencia y rigidez de los elementos columna, viga, contravientos y las conexiones de viga-columna. Los edificios se modelaron utilizando el programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006) tomando en cuenta las recomendaciones del estudio paramétrico generado del trabajo de Tapia *et al.* (2016). En especial, en este capítulo se muestra paso a paso el proceso de modelado en OpenSees de los modelos del trabajo de investigación.

### 3.2 GENERALIDADES

Se generaron modelos en tres dimensiones y seis grados de libertad por nodo en el programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006); de manera que el modelo es confiable para capturar los modos laterales y torsionales y reproducir los resultados de los modelos elásticos. Además, el modelo matemático es una buena representación de los resultados obtenidos en pruebas experimentales como se demuestra en Uriz y Mahin (2008).

Ante la imposibilidad técnica de generar un sistema de piso equivalente de losacero en el programa de OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006) se optó por definir un diafragma rígido esclavizando los nodos principales de los entrepisos, además, se comprobó en el modelo elástico lineal que la respuesta del edificio no cambia de forma significativa al generar un diafragma rígido o tomando la rigidez directamente del modelado del sistema de piso. En cuanto a las zonas rígidas en la unión viga–columna y viga–columna–contraviento, se consideraron elementos con respuesta elástica con propiedades geométricas y mecánicas diez veces más grandes que la del elemento estructural original y de esta manera asegurar

que la zona de la conexión y del panel de hasta un cuarto del peralte del elemento permanezca con rotaciones despreciables de acuerdo con Tapia y Tena (2011).

El OpenSees está compilado en un lenguaje de programación en TCL. El modelado y estructura general del archivo TCL que contiene el modelo no lineal está constituido por una serie de comandos que dependen del tipo de modelo que se va a generar. Estos comandos cambian en función de la cantidad de dimensiones (en el plano o en el espacio) y del número de grados de libertad. De forma general, en la estructura de OpenSees es necesario definir los elementos, nodos, restricciones, etc., en un módulo que se llama *BasicBuilder*, donde se define el conjunto de comandos que define el tipo de modelo que se analiza.

Los componentes que es necesario definir en el archivo de entrada se enlistan a continuación:

- I. Nodos. Es necesario definir la ubicación de los nodos y de esta forma generar la geometría de la estructura.
- II. Materiales. Es necesario definir las propiedades de los materiales utilizados en el modelo, se ocupa el comando *UniaxialMaterial* objeto con el cual se representa las relaciones de esfuerzo-deformación en el programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006). El programa empleado incluye una variedad importante de modelos matemáticos para definir el material a emplear.
- III. Restricciones: Es necesario indicar las condiciones de frontera de los nodos, ya sea empleando apoyos simples o empotramientos.
- IV. Elementos. Los comandos *Element* se utilizan para construir un elemento y agrégalo al dominio.
- V. Masa. En los análisis dinámicos es necesario definir la masa de la estructura.
- VI. Patrones de carga. Se deben definir patrones de carga ya sea para la carga gravitacional de la estructura, así como la carga lateral para los análisis estáticos ante carga monotónicamente creciente.

### 3.3 MODELADO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS

El programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006) es un programa orientado a objetos, que permite a los usuarios crear un archivo de órdenes para simular la respuesta de sistemas estructurales. El análisis se realiza con archivos de entrada de texto que pueden ser comandos o programas complejos de acuerdo con las habilidades del usuario, por lo que es una gran herramienta con la gran ventaja de ser un código abierto; es decir, de libre uso.

El esquema general de las instrucciones necesarias para generar el archivo de entrada se muestra en el esquema de la figura 3.1. Primero, es necesario introducir el comando *model*, este comando se utiliza para definir la dimensión espacial del modelo y el número de grados de libertad en los nodos. Para este trabajo de investigación se generan modelos en 3D, es por ello que se definió un constructor de modelos Básico con tres dimensiones y seis grados

de libertad por nodo. La forma correcta de escribir esta instrucción se muestra a continuación para sistemas en tres dimensiones con seis grados de libertad:

```
model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
```

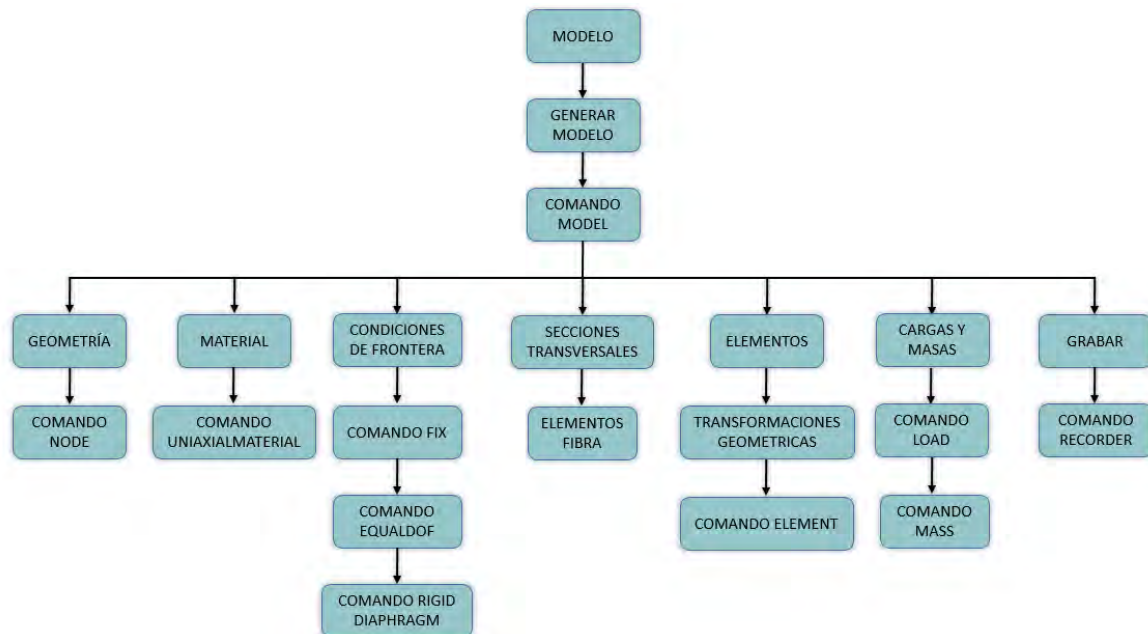


Figura 3.1 Diagrama del modelado en OpenSees

### 3.3.1 Geometría

Es necesario definir la geometría del modelo colocando los nodos a través de coordenadas, para ello se utiliza el comando *node*. Esta geometría se realiza acorde al capítulo 2.2.1 de este trabajo de investigación; es decir, se realiza la geometría de los dos edificios de 21 niveles, con entrepisos de 400 cm constantes en toda la altura del edificio, en planta tres crujeas ortogonales con una distancia a centro de ejes de 700 cm. En la figura 3.2 se muestran los nodos generados para cada planta de la estructura.

En el modelado de la zona rígida en los nodos de conexión se generaron nodos adyacentes a los nodos principales, con una distancia *a* (figura 3.2) de separación equivalente a un cuarto del peralte de la columna en todas las direcciones en las que se conecte una viga principal. En este punto es necesario indicar que no se generaron nodos para las vigas secundarias, ya que se omitieron para los análisis no lineales, al ser estos, elementos secundarios que trabajan principalmente ante solicitaciones gravitacionales. Siguiendo el procedimiento, es necesario crear un nodo para establecer el diafragma rígido, este nodo se coloca en el centro geométrico en planta de cada nivel de la estructura debido a su regularidad en masa y geometría en planta de la estructura.

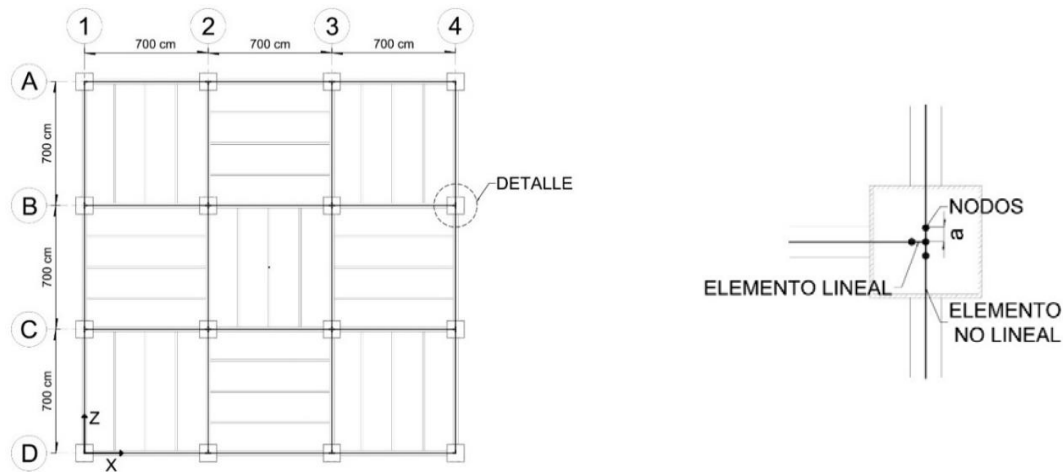


Figura 3.2 Geometría en planta y ubicación de los nodos

Se replica la geometría generada en planta para todos los niveles, agregando los nodos necesarios para generar la zona rígida en elevación, en este caso la distancia denominada  $b$  (figura 3.3) que es igual a un cuarto del peralte de la viga que conecta con la columna. Esta distancia  $b$  al igual que  $a$  varía en la altura del edificio de acuerdo al cambio de las secciones transversales de los elementos estructurales conforme a lo propuesto debido al diseño por capacidad que se discute en el capítulo 2 de esta tesis.

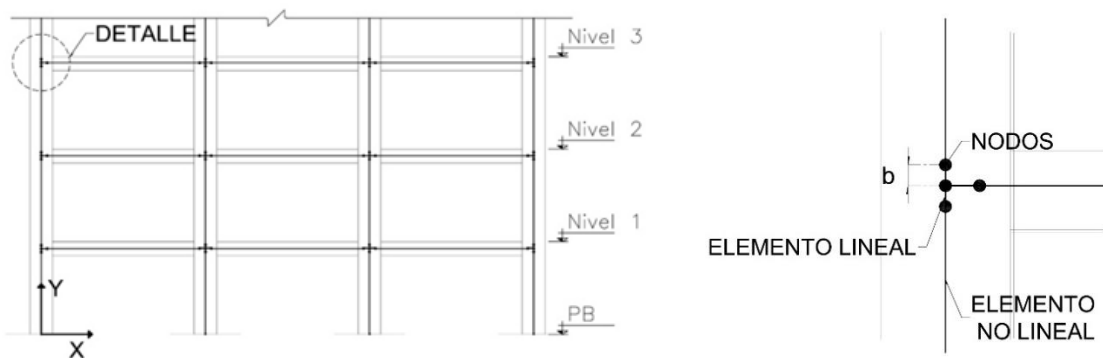


Figura 3.3 Geometría en elevación y ubicación de los nodos

Un ejemplo de cómo se debe escribir este comando para una estructura con tres dimensiones en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) es la siguiente:

```
node 3101 0.0 400.0 1400.0
```

Dónde el número 3101 es el número de identificación del nodo y los siguientes tres números son las coordenadas en X, Y, Z respectivamente del nodo, en las figuras 3.2 y 3.3 se indica

la dirección de los ejes coordenados establecidos. Es importante mencionar que en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) las unidades se consideran indirectamente y se definen por el usuario.

### 3.3.2 Propiedades mecánicas del material

Para representar la curva constitutiva del acero se utiliza el modelo propuesto por Giuffré-Menegotto y Pinto (1973), este modelo es ampliamente utilizado para simular la respuesta dinámica de estructuras de acero, se trata de un modelo de material uniaxial capaz de simular los aspectos principales de la respuesta cíclica del acero (Bosco *et al.* 2014). El modelo mantiene una simplicidad en su formulación; por lo tanto, el modelo propuesto es adecuado para el análisis estructural de grandes modelos. La formulación del modelo y las mejoras sufridas para tomar en cuenta el endurecimiento cinemático y el endurecimiento isotrópico se puede consultar en Bosco *et al.* (2014).

Este modelo matemático está en la librería de OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006) como el material Steel02, entre los parámetros que se le debe proporcionar está el módulo de elasticidad del material y el esfuerzo de fluencia ( $E= 2,040.0 \text{ t/m}^2$  y  $F_y= 3.515 \text{ t/m}^2$ ). El endurecimiento por deformación se toma en cuenta como la relación que existe entre la rigidez pos fluencia y la tangente elástica inicial del material, en este trabajo de investigación se utilizó una magnitud de 0.01 de acuerdo a lo propuesto por Hsiao *et al.* (2012) en sus estudios. Además de estas propiedades mecánicas es necesario ingresar algunos parámetros que definen la transición de la rama elástica a la plástica, para los cuales se usan los propuestos por del Rincón (2017). Las curvas constitutivas del acero se muestran en la figura 3.4 en lo referente a cargas estáticas y cíclicas, estas curvas se obtuvieron con el programa Material Tester desarrollado por Mark Denavit.

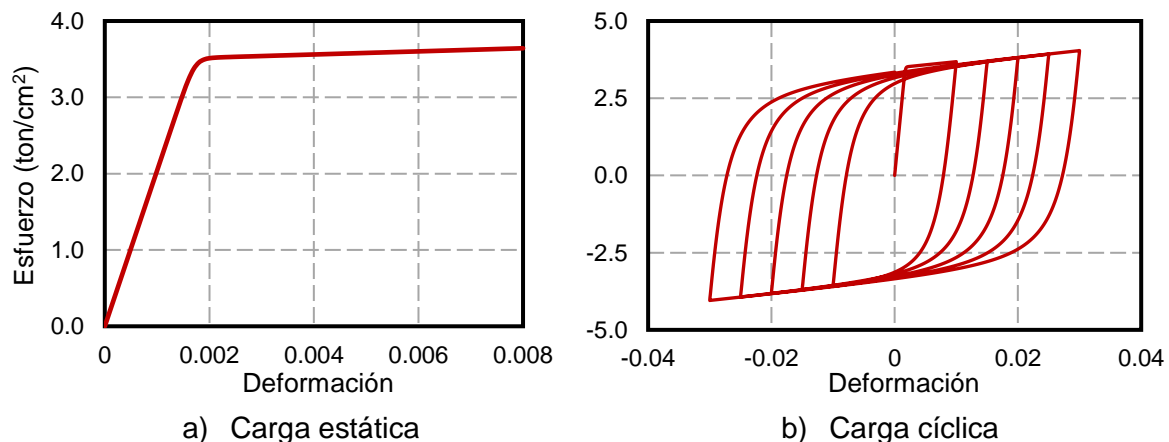


Figura 3.4 Curvas constitutivas del acero para el modelado no lineal de las estructuras

### 3.3.3 Condiciones de frontera

Las estructuras se empotraron en su base, restringiendo sus seis grados de libertad, esto se realiza con el comando *fix*. Con este comando es posible aplicarle condiciones de frontera, donde es necesario escribir una instrucción para cada nodo de la base. Una alternativa disponible es el comando *fixY*, que restringe todos los nodos que cumplan una condicionante posicional en la coordenada en Y. Este comando es de mucha utilidad cuando todas las columnas de la base tienen las mismas condiciones de apoyo. La forma correcta de escribir el comando *fixY* es:

<i>fixY</i> 0.0 1 1 1 1 1 1
-----------------------------

El primer número del comando, es la condicionante posicional, en este caso se la aplican las condiciones de frontera a todos los nodos que tengan un valor de 0.0 en su coordenada en Y. Los demás números representan las condiciones de frontera para todos los grados de libertad de los nodos, Dx, Dy, Dz, Rx, Ry, Rz. Donde un número 1 indica grado de libertad restringido y un 0 grado de libertad sin restringir, en los modelos estudiados, los seis grados de libertad se encuentran restringidos.

La siguiente condición que se debe definir en el modelo es el diafragma rígido en los entrepisos de la estructura. Para ello, lo primero que se debe hacer es definir las condiciones de frontera para los nodos creados para el diafragma rígido, los grados de libertad que se deben restringir para que estos nodos sean estables quedan definidos por el desplazamiento vertical y las rotaciones en x e y, esto se realiza con el comando *fix*. A continuación, se crea el diafragma con el comando *rigidDiaphragm*, este comando se utiliza para construir un objeto de restricción de múltiples puntos o nodos. Estos objetos restringen ciertos grados de libertad en los nodos esclavos enumerados para moverse como si estuvieran en un plano rígido con el nodo maestro. Es necesario escribir el comando tantas veces como niveles se tengan en la estructura:

<i>rigidDiaphragm</i>	2	101	1101	1201	1301	1401	2101	...
-----------------------	---	-----	------	------	------	------	------	-----

El primer número después del comando indica el plano del diafragma creado en este caso el número 2 indica que los nodos esclavos se moverán de la misma forma al nodo maestro en el plano comprendido por los ejes X, Z, el segundo número es el número de identificación del nodo maestro, mientras que los subsecuentes son los nodos esclavizados al nodo maestro, en las estructuras modeladas se esclavizaron los nodos principales. Es decir, aquello que se encuentran en las intersecciones de los ejes en la figura 3.2. El uso del comando *equalDOF* se comentará en el modelado de los contravientos en este mismo capítulo un poco más adelante.

### 3.3.4 Secciones transversales

En el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) se pueden introducir secciones con propiedades inelásticas de dos formas distintas, la primera es mediante una sección uniaxial. En ésta el usuario debe definir la rigidez desacoplada de la sección; es decir, se le puede indicar una rigidez a flexión independiente de la rigidez axial, el usuario debe de indicar las características de esfuerzo-deformación de la sección transversal.

La segunda manera de generar una sección transversal es a través de una sección fibra, si se sigue este camino la sección es dividida en fibras, a dichas fibras se le definen un material creado de acuerdo al capítulo 3.2.2. El programa calcula las propiedades de rigidez axial y flexionante acopladas, así como de fuerza, integrando el esfuerzo a través de la sección formada por fibras. El comando utilizado para crear las fibras de la sección es *fiber* (se recomienda consultar el manual de comandos de *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006)). Cada fibra creada contiene un material uniaxial, un área y una localización. En la figura 3.5 ilustra una discretización representativa de diferentes secciones transversales consideradas. La precisión de los resultados depende del número de fibras utilizadas para generar las secciones transversales. En Uriz *et al.* (2008) se concluye que una buena recomendación es utilizar de 10 a 15 fibras en la sección transversal y que la mayor discretización se acomode en los extremos de la sección transversal. En Tapia *et al.* (2016) se recomienda considerar 10 fibras en sistemas de contravientos.

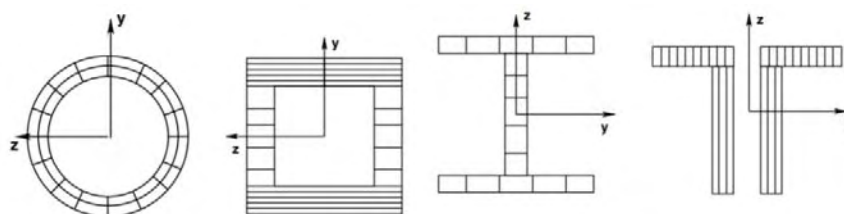


Figura 3.5 Discretización de diferentes secciones transversales (Uriz *et al.* 2008)

Siguiendo este procedimiento se generaron todas las secciones transversales para ambos modelos con base en el diseño por capacidad que se discutió previamente. El comportamiento momento-curvatura de las vigas utilizadas se definió considerando que la carga axial sobre estos elementos es despreciable, mientras que en el caso de las columnas las relaciones momento curvatura dependen de la carga axial aplicada sobre cada elemento. En la figura 3.6 y 3.7 se muestran las curvas momento-curvatura para todos los elementos viga utilizados en la modelación no lineal de las estructuras.



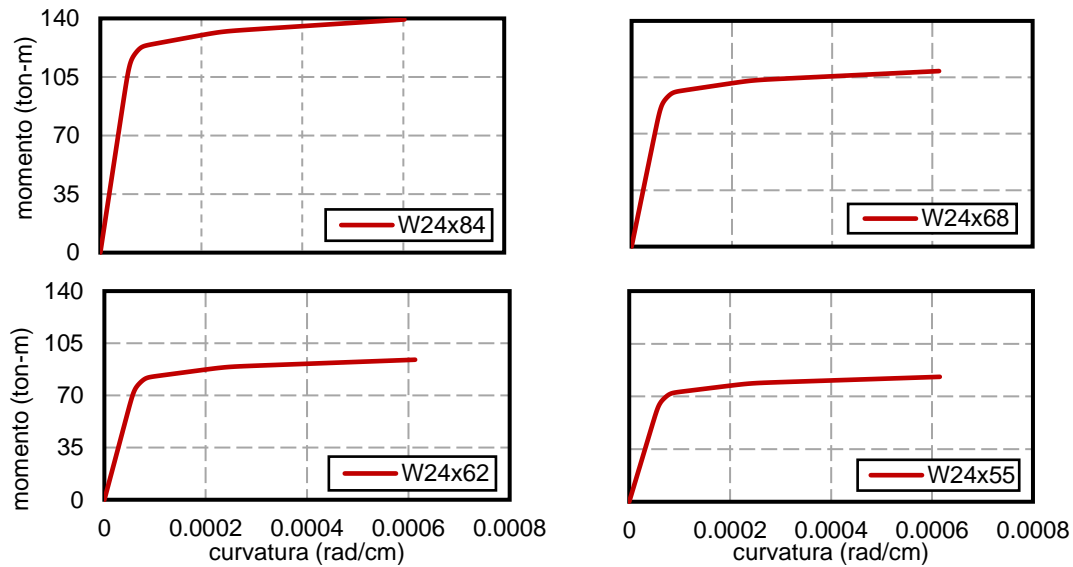


Figura 3.6 Diagramas momento-curvatura modelo Marcos momento resistentes

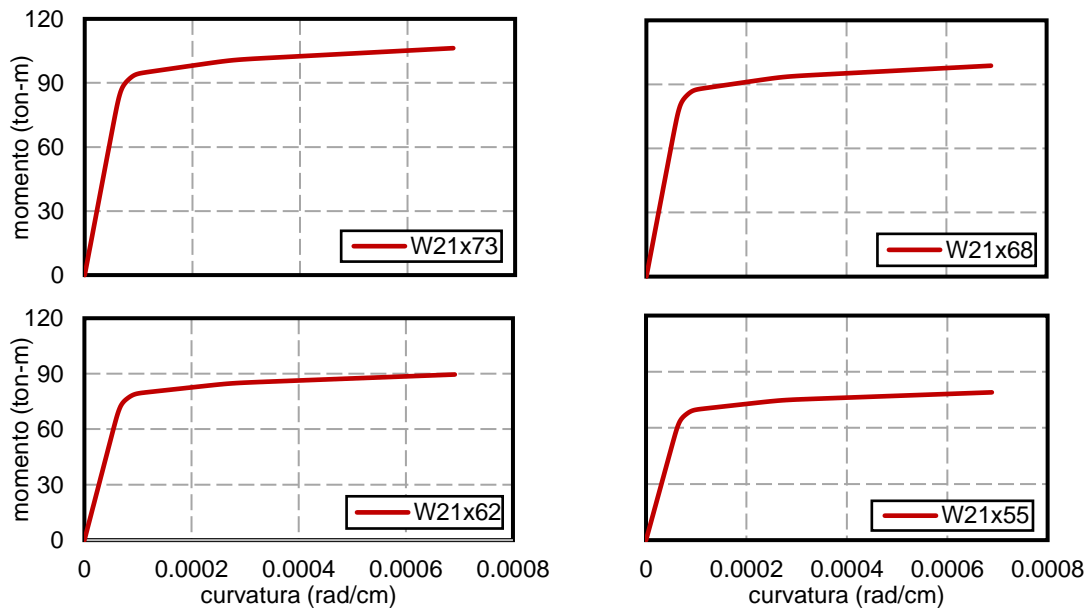


Figura 3.7 Diagramas momento-curvatura modelo Marcos con contravientos concéntricos

### 3.3.5 Elementos

El comando *element* es utilizado para construir un elemento y agregarlo al dominio del modelo. El programa *OpenSees* tiene una gran librería de elementos, que incluyen elementos con longitud cero, este elemento es utilizado entre otras cosas, para transmitir deformaciones y elementos mecánicos en conectividades y de esta forma evitar problema

de convergencia, cuenta también con elementos armadura llamados *element truss* los cuales son elementos con dos grados de libertad en el plano y tres grados de libertad en el espacio. En la librería se puede encontrar elementos viga-columna ya sea lineales o con propiedades no lineales, usual entre los programas de análisis estructural con tres y seis grados de libertad por nodo en el plano y el espacio, respectivamente. Este elemento es usual utilizarlo en la construcción de modelos de estructuras con base en marcos. Se puede contar también con elementos de enlace *link*, elementos para simular los nodos estructurales y tomar en cuenta la rigidez del panel de cortante en estructuras de acero (*element joint*), entre otros tantos elementos axisimétricos, triangulares lineales, elementos placa, sólidos, etc.

### 3.3.5.1 Transformación geométrica

Antes de agregar los elementos al dominio, es necesario definir los comandos para construir los sistemas de transformación geométrica, los cuales transforman la rigidez y los elementos mecánicos de los elementos de sus ejes locales al eje global de coordenadas.

Este comando necesita de un argumento que indica que tipo de transformación geométrica se va a realizar. Los tipos de transformación disponibles son; lineal, P-Delta y corrotational. La transformación lineal, como lo indica su nombre se utiliza para análisis lineales en geometría, la transformación P-Delta toma en cuenta los efectos de segundo orden siempre y cuando se mantenga en el intervalo de los pequeños desplazamientos, mientras que la transformación corrotational permiten grandes desplazamientos, como los que se pueden observar en el comportamiento sísmicos de los contravientos, esta transformación geométrica está basada en la propuesta de Souza (2003). En este trabajo de tesis se decidió utilizar transformaciones lineales para los elementos viga, transformación P-Delta para las columnas, mientras que se utilizó transformación corrotational para los contravientos. Se escribe aquí un ejemplo para ilustrar la estructura del comando y los argumentos necesarios para definir la transformación geométrica:

<i>geomTransf Linear 2 1 0 0</i>
----------------------------------

Es necesario colocar el comando *geomTransf*, inmediatamente después es necesario colocar el tipo de transformación geométrica, en este caso pertenece a una viga por lo que es *Linear*, el primer número corresponde al número de identificación del transformador de coordenadas. Inmediatamente después se coloca un vector con la dirección y sentido positivo del eje local z del elemento en coordenadas locales se debe establecer estas coordenadas de transformación para cada grupo de elementos con diferente dirección en el modelo. Por lo anterior, en el modelado del marco se tuvo que definir dos sistemas de transformación geométrica, tanto para las vigas en dirección x, como para las vigas en dirección z (figura 3.2 y 3.3), ya que la transformación de coordenadas locales a globales es definido por el usuario y el programa no lo reconoce automáticamente se debe tener total precaución en mantener un mismo sentido al agregar los elementos al dominio, se recomienda que este sea en dirección positiva de las coordenadas globales.

### 3.3.5.2 Elementos lineales

En el modelado de los marcos se consideró el uso de dos tipos de elementos. Se utilizaron elementos viga-columna lineales con las características de los elementos que conectan amplificadas diez veces para representar las zonas rígidas como recomienda la ASCE/SEI 41-17 en su sección 9.4.2.2.1.3 (figura 3.2 y 3.3). La forma adecuada de escribir el comando para agregar este tipo de elementos al dominio es el siguiente:

```
element elasticBeamColumn 1 2 3 159.4 2040.0 784.61 154.0 3929.0 98647.0 21
```

Los argumentos de entrada necesarios para la construcción de los diferentes elementos dependen del tipo de elemento a introducir en el dominio y de la dimensión espacial del modelo especificado en el constructor de modelos (capítulo 3.2). Primero, es necesario especificar el tipo de elemento a emplear, en este caso el elemento es *elasticBeamColumn*, el primer número se refiere al número designado para identificar al elemento, los dos números siguientes son los nodos a los que conecta este elemento, enseguida a estos se proporcionan las propiedades geométricas y mecánicas del elemento, tales como área ( $159.4 \text{ cm}^2$ ), módulo de elasticidad del elemento ( $2040.0 \text{ ton/cm}^2$ , magnitud que corresponde al acero de acuerdo a las NTC-DCM-2017), módulo de rigidez al corte ( $784.61 \text{ ton/cm}^2$ , magnitud que se obtiene al utilizar la relación existente con el módulo de elasticidad, utilizando una razón de Poisson igual a 0.2), constante de torsión de Saint Venant (con una magnitud de  $154.0 \text{ cm}^4$  en este ejemplo), inercia alrededor del eje local y, el cual es el eje menor de inercia ( $3929.0 \text{ cm}^4$ ), inercia alrededor del eje local z, es el eje fuerte del elemento ( $98647.0 \text{ cm}^4$ ), y por último se coloca el número de designación de la transformación geométrica del elemento que se discutió en el apartado anterior.

### 3.3.5.3 Elementos no lineales

Debido al auge de algunas filosofías de diseño y actualizaciones en las normas de diseño de diferentes reglamentos en el mundo que tienen como base el análisis no lineal de las estructuras estudiadas (NTC-2017, FEMA 440 (2005), ASCE (2017)) se desarrollaron diferentes modelos de elementos finitos para la respuesta no lineal del material en miembros viga-columna y, en general, estos modelos se han concentrado en dos categorías; modelos de plasticidad concentrada y modelos de plasticidad distribuida. Se requieren modelos numéricos precisos y computacionalmente eficientes que representen de forma adecuada la respuesta cíclica de las articulaciones plásticas en los elementos viga-columna, que incluyan el efecto de la degradación y de esta manera evaluar el rendimiento de los sistemas estructurales ante solicitaciones sísmicas.

En las aproximaciones con plasticidad concentrada, a un elemento con longitud cero se le asigna una rigidez rotacional con características no lineales. Este elemento ensamblado en los extremos de un elemento lineal es el encargado de representar la respuesta no lineal del elemento ya sea ante cargas estáticas, como dinámicas cíclicas, el inconveniente con este tipo de modelos es que separan la interacción de carga axial y momento flexionante del elemento. Debido a este inconveniente es necesario ingresar al programa de análisis

un comportamiento diferente a las columnas dependiendo de las cargas axiales del elemento, es por la naturaleza del análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo que la carga axial en los elementos verticales cambie en cada paso de tiempo y, por ello, cambia el comportamiento no lineal de la rótula plástica, hecho que no se puede representar en modelos con plasticidad concentrada.

Por otro lado, los modelos de elementos finitos más complejos requieren mucho trabajo de cómputo, por lo que es complicado utilizarlos en modelos grandes. Una alternativa a estas dos formas de modelar elementos no lineales, son los elementos basados en fuerza con rotulas plásticas. En este tipo de elementos el comportamiento no lineal es confinado a regiones con longitud  $L_{p_i}$  y  $L_{p_j}$  en los extremos del elemento, mientras que la parte central se formula con un elemento lineal, tal como se muestra en la figura 3.8.

Entre las ventajas de este tipo de formulaciones es la capacidad de utilizar un elemento basado en rigidez para simular la respuesta no lineal del material con el que está constituido un elemento, comparado con los varios elementos basados en desplazamientos necesarios para lograr el mismo objetivo, manteniendo así el número de grados de libertad en el modelo estructural al mínimo (Scott y Fenves 2006), lo que se traduce en un ahorro en recursos computacionales. Según se explica por Neuenhofer y Filippou (1997) los elementos basados en rigidez satisfacen el equilibrio de forma fuerte. Por último, la formulación basada en fuerza es ideal para el cálculo de las rotaciones plásticas debido a que la relación de compatibilidad es una suma de contribuciones de las articulaciones plásticas y las deformaciones elásticas del interior del elemento.

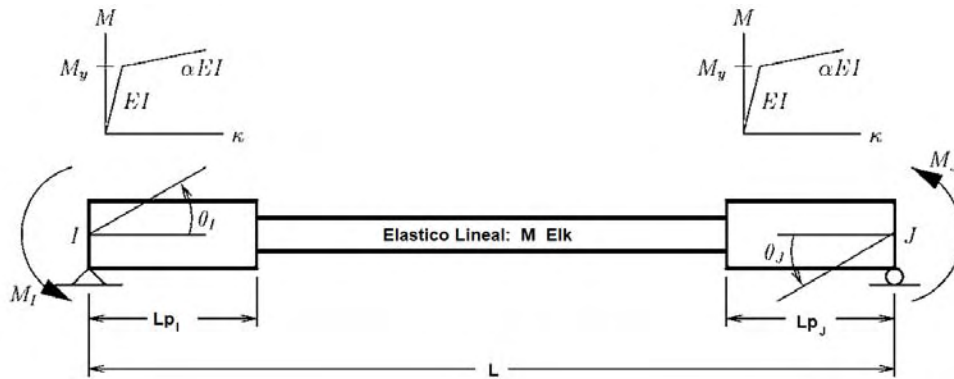


Figura 3.8 Elemento basado en fuerza viga-columna (Scott y Fenves 2006)

Debido a las ventajas que conlleva este tipo de elementos se decidió utilizarlos para representar el comportamiento no lineal, la librería del programa OpenSees tiene este tipo de elementos con el nombre de *BeamWithHinges* que utiliza formulaciones de flexibilidad.

Este tipo de elementos divide el elemento en tres partes, una región elástica lineal en medio del elemento y dos articulaciones plásticas en los extremos del elemento con una longitud  $L_p$  indicada por el usuario. El elemento *BeamWithHinges* localiza los puntos de integración en las regiones plásticas, utiliza dos puntos de integración por articulación para representar la distribución de curvatura con precisión, el método de integración es Gauss-Radau

(Mazzoni *et al.* 2007). A continuación, se describen el orden de los argumentos necesarios para introducir un elemento *BeamWithHinges* en el dominio del modelo:

Element	beamWithHinges	3	5	6	1	61.3	1	61.3	2040.0	159.4	98647.0	3929.0	784.61	154.0	21
---------	----------------	---	---	---	---	------	---	------	--------	-------	---------	--------	--------	-------	----

Primero, es necesario indicar el elemento a introducir, que en este caso es el elemento *BeamWithHinges*, el primer argumento en la línea de comando es el número de referencia del elemento, una recomendación del autor es crear claves de identificación que den información de la localización del elemento, ya que, como ya se ha indicado, el programa carece de una ventana gráfica y es importante mantener el orden en el modelo. Los dos argumentos siguientes indican (el 5 y 6 en este ejemplo) la conectividad del elemento; es decir, el elemento está unido por el nodo 5 y el nodo 6. El siguiente argumento es la identificación de una sección transversal previamente construida en el modelo en este caso identificado con el número 1, las propiedades geométricas y mecánicas de esta sección transversal serán introducidas a la articulación I (figura 3.8). A continuación, se introduce la longitud de la articulación plástica, donde se introdujo un peralte del elemento como longitud de articulación plástica (figura 3.9). En este ejemplo se utilizó una viga W24x84 con peralte igual a 61.3 cm, de la misma forma se introduce la sección transversal empleada y la longitud para la articulación J (figura 3.8), hasta este punto se definen las propiedades inelásticas del elemento, y con los demás argumentos se indican las propiedades elásticas en el centro del elemento. Primero, es necesario definir el módulo de elasticidad (2040.0 ton/cm<sup>2</sup> para el acero), a continuación, se indica las propiedades geométricas, como el área, inercia en z e inercia en y de la sección (159.4 cm<sup>2</sup>, 98647.0 cm<sup>4</sup>, 3929.0 cm<sup>4</sup>), se indica el módulo de rigidez a corte y la constante de torsión de Saint Venant (con valor de 154.0 cm<sup>4</sup> en este ejemplo). Por último, se indica el número de designación de la transformación geométrica del elemento, que en este caso este caso se consideró para las vigas en dirección x. En la figura 3.9 se esquematiza el modelado de un elemento viga utilizando dos tipos de elementos, uno elástico para simular la zona rígida y un elemento con articulaciones inelásticas en los extremos.

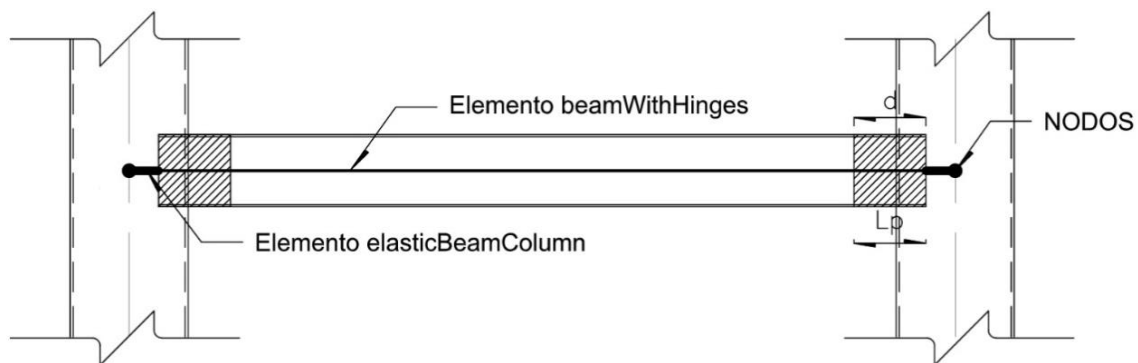


Figura 3.9 Esquema del modelado de los elementos horizontales en OpenSees

### 3.3.6 Cargas gravitacionales y masas

Aunque el programa OpenSees permite asignar una densidad de masa a los elementos introducidos en el dominio, se prefirió realizar una tributación de cargas y asignar las cargas gravitacionales y las masas de forma manual a los elementos y a los nodos. Las cargas gravitacionales se obtuvieron del análisis lineal realizado en el programa Etabs 16.2.0 (CSI 2017), del programa se obtuvo el peso en cada entrepiso de la estructura (tabla 3.1). Debido a la regularidad de la estructura se obtiene un valor de peso por unidad de área que se utiliza en la tributación de cargas para asignarlos a los elementos estructurales. Al tratarse de un sistema de piso constituido con losacero con vigas secundarias se realizaron dos hipótesis: primero, que la losa trabaja en una sola dirección, y segundo, que las vigas secundarias son lo suficientemente rígidas para trasladar la carga aplicada en su área de influencia integra hasta sus extremos, como se puede muestra en la figura 3.10. Esta carga se introduce como una carga puntual a la viga principal con la que conecta la viga secundaria. Por otro lado, las vigas principales a las que llegan directamente parte de la tributación se le introduce la carga como linealmente distribuida a todo su largo, se decidió aplicar la totalidad de la carga solo a los elementos con propiedades inelásticas.

Tabla 3.1 Cargas gravitacionales por nivel

Nivel	Carga por nivel (ton)	Carga por distribuida (ton/m <sup>2</sup> )
21	321.230	0.728
20	427.364	0.969
19	427.364	0.969
18	427.364	0.969
17	428.295	0.971
16	430.918	0.977
15	430.918	0.977
14	430.918	0.977
13	430.918	0.977
12	433.662	0.983
11	438.064	0.993
10	438.064	0.993
9	438.064	0.993
8	438.064	0.993
7	442.114	1.003
6	450.092	1.021
5	450.092	1.021
4	450.092	1.021
3	450.092	1.021
2	450.092	1.021
1	451.070	1.023

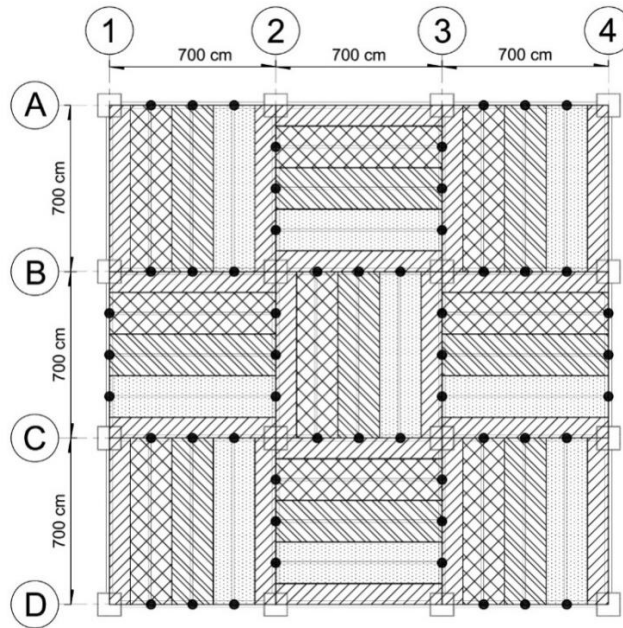


Figura 3.10 Áreas tributarias de la bajada de cargas

Como se mencionó anteriormente, existen dos formas de incluir la carga gravitacional en los elementos, y una variante adicional es aplicar directamente la carga gravitacional en los nodos, se explicará el procedimiento adecuado para agregar cargas puntuales y distribuidas en los elementos:

```
eleLoad -ele 112013 -type -beamUniform 0.00942 0.0
```

El comando empleado es *eleLoad*, se le indica que la carga distribuida se aplica al elemento 112013, se debe asegurar que el elemento se encuentre dentro del dominio, y en tipo de carga se indica que es *beamUniform* que se refiere a una carga uniforme en la viga. Los siguientes dos argumentos es la magnitud de la carga distribuida en la dirección local y, y dirección local z del elemento, respectivamente. La forma de indicar una carga puntual sobre un elemento es:

```
eleLoad -ele 122011 -type -beamPoint 6.26486 0.0 0.5000
```

Se sigue la misma estructura que con las cargas distribuidas, indicando en este caso que se trata de una carga puntual con el comando *beamPoint*, de la misma forma se indica la dirección de la carga. En este caso es en dirección local “y”, y el último argumento indica la ubicación relativa de la carga con respecto a la longitud total del elemento al que se le aplica la carga puntual. En este ejemplo la carga puntual se aplica en el medio del elemento.

La masa es una característica independiente de las cargas gravitacionales en el programa OpenSees y deben indicarse por separado de las cargas gravitacionales. La masa al igual que el peso se calculó en el programa Etabs 16.2.0 (CSI 2017). Se definió en los nodos principales de la planta con la tributación indicada en la figura 3.11

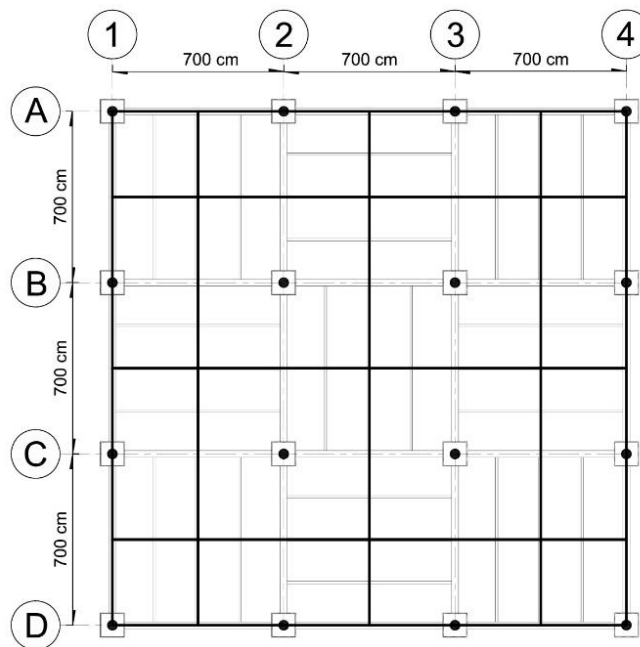


Figura 3.11 Áreas tributarias y nodos para definir la masa en OpenSees

A continuación, se indican los argumentos necesarios para definir la masa en el programa OpenSees:

```
mass 1101 0.0116 0.0 0.01160.0 0.0 0.0
```

La masa se define con el comando *mass*, el siguiente argumento se refiere al nodo al que se le aplica las propiedades de masa, los siguientes argumentos son los seis grados de libertad del nodo, Dx, Dy, Dz, Rx, Ry, Rz respectivamente. En cada grado de libertad se debe indicar la magnitud de la masa, en las estructuras modeladas se impuso masa a los grados de libertad con traslación horizontal.

### 3.3.7 Datos de salida

En el programa OpenSees es necesario indicar los datos de salida, mediante el comando *Recorder*, esta grabación de datos de salida se puede realizar a nodos o a elementos dependiendo de los datos que se necesiten y del análisis realizado. A los nodos se le puede solicitar desplazamiento, velocidad, aceleración y reacciones. Mientras que, la grabación de los elementos depende de las formulaciones de dichos elementos.

En general, los argumentos válidos que se pueden solicitar se menciona en la descripción del elemento en el manual de usuario (Mazzoni *et al.* 2006), estos pueden ser fuerzas, deformaciones, rigidez, y respuesta esfuerzo-deformación. Para realizar la curva de



capacidad de una estructura es necesario la historia de desplazamiento de un nodo de azotea que se localice en el centro de masa, y al realizar un análisis en la historia del tiempo el desplazamiento máximo es también un parámetro de análisis de la respuesta, por lo que se definirá el comando de grabación del desplazamiento de un nodo:

RecorderNode -file Disp1.out -time -node 2201 -dof 1 disp
---

El comando empleado es *Recorder*, enseguida se debe señalar a qué tipo de elemento se realizará la grabación (puede ser *Node* o *Element*), se debe indicar el nombre del archivo de salida con extensión, en este caso se propuso una extensión .out. Después se escribe el número de identificación del o de los nodos que se requiera su respuesta, si no se indica el nodo el programa identifica que la respuesta de todos los nodos es requerida. El siguiente argumento son los grados de libertad de la respuesta que serán grabados en el archivo enumerados del 1 al 6 que corresponden al Dx, Dy, Dz, Rx, Ry y Rz respectivamente. Por último, se debe señalar el tipo de respuesta solicitada (disp., vel, accel, reaction, eigen, incrDisp).

### 3.4 MODELADO DE LOS CONTRAVIENTOS

Se ha notado que la respuesta de estructuras con contravientos concéntricos que incurren en el intervalo inelástico, depende en gran medida del comportamiento de los contravientos. Por lo regular estos elementos son difíciles de modelar debido al complejo comportamiento que desarrollan ante excitaciones sísmicas y son pocas las herramientas especializadas desarrolladas para modelar estos elementos. Por estas razones es de gran importancia realizar un modelado lo más preciso posible del contraviento, en este trabajo de investigación se usaron las recomendaciones desarrolladas en Del Rincón (2016).

El pandeo en los contravientos es uno de los efectos físicos más difíciles de reproducir en el modelado de los contravientos. En el programa OpenSees es posible hacerlo si al contraviento se le modela con una serie de elementos fibra, el tipo de elementos viga-columna que se debe utilizar para estos modelos debe basarse en el método de flexibilidades y la teoría de los pequeños desplazamientos o también conocidos como elementos con base en fuerzas de Spacone *et al.* (1996). Además, es necesario imponerle una deformación inicial en el centro de la longitud del contraviento debida a las imperfecciones iniciales con el propósito de evaluar la influencia de los efectos P- $\delta$  con una magnitud de una milésima de la longitud del contraviento (D'Aniello *et al.* 2015), que es el límite propuesto por manuales especializados.

En la figura 3.12 se ejemplifica el modelado de los contravientos, se usaron 9 elementos fibra a lo largo del contraviento. Los elementos en las zonas rígidas se modelaron con elementos elásticos, con las propiedades de los contravientos incrementadas diez veces. Las conexiones de los elementos elásticos con los elementos viga y viga-columna son rígidos, mientras que, entre los elementos elásticos y los elementos fibra son articuladas.

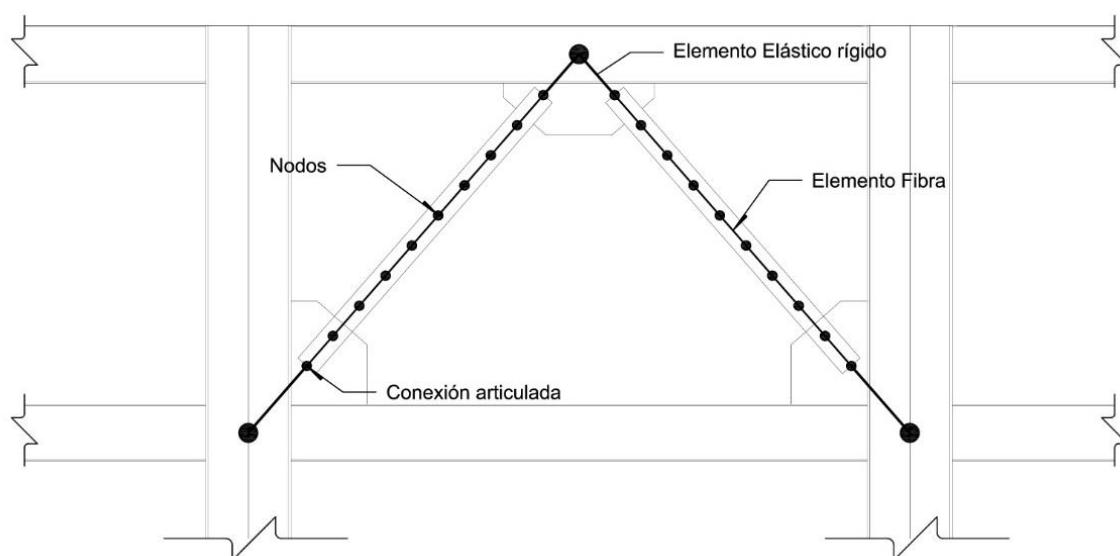


Figura 3.12 Modelado de los contravientos con elementos fibra en OpenSees

### 3.5 VALIDACIÓN DEL MODELO

Se debe comprobar que los modelos generados con el programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006) sean equivalentes a los modelos lineales generados en el programa Etabs 16.2.0 (CSI, 2017). Por ello, se compara las propiedades dinámicas de ambos modelos, para establecer la equivalencia del modelo de marcos rígidos y el modelo con contravientos concéntricos que se muestra en la tabla 3.2. En el modelo de marcos rígidos se tiene una diferencia entre los periodos de ambos modelos de hasta el 3.34 por ciento, en el séptimo modo de vibrar. Teniendo en consideración que el modo 7 no aporta mucho en la respuesta de la estructura al aportar 4.4 por ciento de la masa modal, la diferencia se hace despreciable. Por otra parte, los modos 4 y 5 que son aquellos que se espera excitar no tienen un error mayor al 2 por ciento, lo que se considera aceptable. Además, los resultados de los modelos con contravientos concéntricos reportan un menor error en la dispersión de los periodos de vibrar, que incluso llegan a ser en muchos de los casos iguales a cero. La diferencia entre los periodos que están relacionados con los modos de torsión 3 y 6 son los que reportan una diferencia mayor que llega a ser hasta del 4.05 por ciento. Con base en los resultados, existe una relación aceptable entre la respuesta dinámica de los modelos comparados.

Tabla 3.2 Comparación de los periodos de vibrar del modelo lineal y el modelo no lineal

Modo	Marcos momento resistentes			Marcos con contravientos concéntricos		
	Análisis elásticos en Etabs	Análisis inelásticos en OpenSees	Porcentaje de diferencia %	Análisis elásticos en Etabs	Análisis inelásticos en OpenSees	Porcentaje de diferencia %
1	3.517	3.517	0.00	2.123	2.123	0.00
2	3.514	3.515	0.03	2.123	2.123	0.00
3	2.493	2.495	0.08	1.170	1.209	3.33
4	1.159	1.182	1.98	0.720	0.720	0.00
5	1.159	1.180	1.81	0.719	0.720	0.14
6	0.857	0.860	0.35	0.420	0.437	4.05
7	0.628	0.649	3.34	0.413	0.410	0.73
8	0.628	0.648	3.18	0.413	0.410	0.73
9	0.484	0.489	1.03	0.295	0.295	0.00

Además, se realizó una comparación de la configuración de las formas modales obtenida entre ambos modelos. En las figuras 3.12 y 3.13 se comparan, donde se muestra que la respuesta es equivalente. De hecho, la configuración modal se superpone, lo que nos indica que la relación de rigidez en altura de la estructura es la misma para ambos modelos.

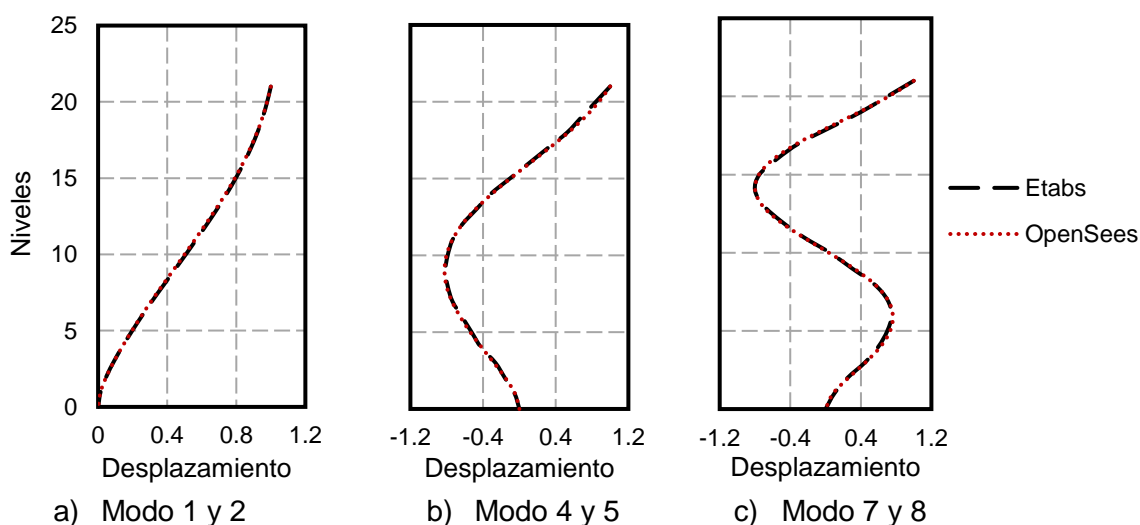


Figura 3.13 Comparación de las formas modales entre el modelo lineal y el modelo no lineal para el edificio con marcos rígidos

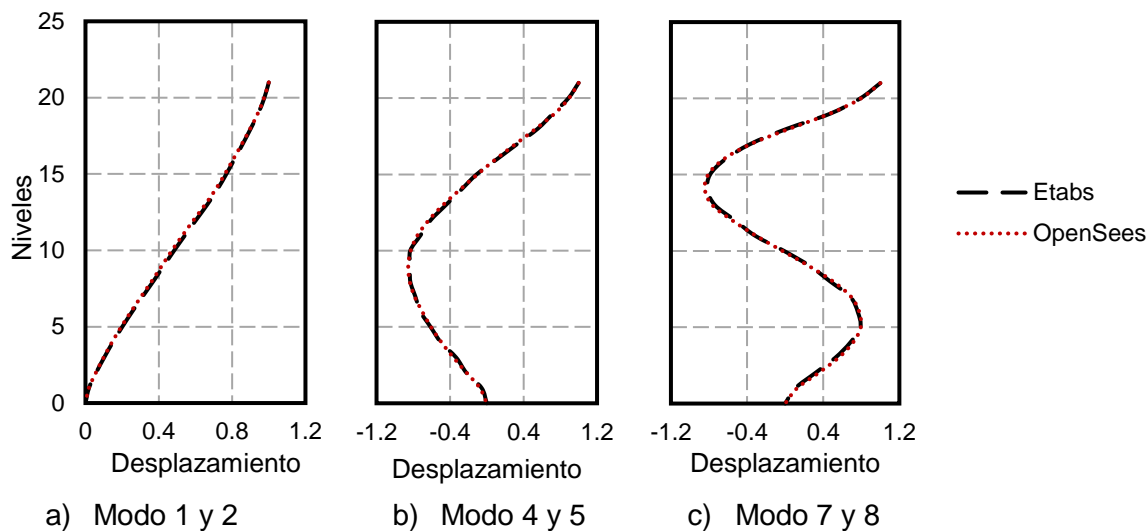


Figura 3.14 Comparación de las formas modales entre el modelo lineal y el modelo no lineal para el edificio con contravientos concéntricos

### 3.6 CONCLUSIONES

En este capítulo se discuten los aspectos fundamentales del modelado no lineal empleando el programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006). En particular, se discute la validación del modelo empleado en esta investigación en relación a estudios analíticos y experimentales previos y estudios paramétricos disponibles en la literatura.

Además, se dedicaron esfuerzos para hacer notar la equivalencia de la respuesta dinámica entre el análisis elástico que se efectuó en el programa Etabs 16.2.0 (CSI 2017) que se discutió en capítulos anteriores y el modelo detallado que se efectuó en OpenSees.

Entre las dificultades que se deben enfrentar en el uso de programas especializados como el OpenSees, es que los comandos necesarios para construir el modelo deben hacerse en un archivo de texto editable. Por esta razón, en este capítulo se explican los principales aspectos de los comandos para definir la geometría, los materiales empleados, las condiciones de frontera, las secciones transversales, los elementos, las cargas y masas, y los archivos de salida, los cuales deben escribirse en lenguaje programable en TCL.

Con base en la información obtenida de los análisis, se demostró la equivalencia entre los modelos no lineales, comparando las propiedades dinámicas de las estructuras con su contraparte lineal, obteniendo una gran similitud en los resultados, por lo que se concluye que las hipótesis realizadas en la modelación de las estructuras son correctas.

---

## **CAPÍTULO IV**

---

### **ANÁLISIS NO LINEAL**

# Capítulo 4

## Análisis no Lineal

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Los ingenieros estructuristas utilizan análisis con procedimientos inelásticos para la evaluación de estructuras existentes, así como en el diseño de nuevas estructuras, de acuerdo con el FEMA 440 (2005). En general, el objetivo de los análisis no lineales es predecir el comportamiento de las estructuras ante sismos futuros. Actualmente, este tipo de análisis son implementados en diferentes manuales y reglamentos como una herramienta para la evaluación del desempeño de las estructuras diseñadas. En este capítulo se muestran y se discuten los resultados de los análisis estáticos no lineales con carga monotónicamente creciente y los análisis dinámicos no lineales para las estructuras que se discuten en el capítulo 3.

### 4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LÍNEAL

Los análisis estáticos no lineales usualmente son utilizados como una herramienta para obtener las propiedades mecánicas de las estructuras, tales como: ductilidad, sobrerresistencia, desplazamiento de fluencia y cortante basal máximo. Si bien, estas propiedades caracterizan a la estructura no muestran de una forma directa el comportamiento que pueden desarrollar los sistemas estructurales ante sismos futuros como lo demuestran algunas investigaciones (Mwafy y Elnashai 2000, Terán *et al.* 2014). Amini y Poursha (2016) desarrollaron un método para tomar en cuenta el efecto de los modos superiores en la estimación de las demandas sísmicas de edificios altos, el cual es un procedimiento basado en la teoría de la dinámica de las estructuras.

En esta investigación, los análisis estáticos con carga monotónicamente creciente se realizaron de acuerdo al ASCE/SEI 41-17 (2017), donde las cargas gravitacionales fueron incluidas en el modelo matemático antes de aplicar las cargas laterales. El nodo de control para el análisis se localizó en el centro de masa del entrepiso superior y se aplicó un patrón de cargas laterales equivalente al primer modo de vibrar de la estructura. Estos patrones están representados en las curvas de las figuras 3.13 y 3.14 para las estructuras de marcos rígidos y marcos con contravientos concéntricos respectivamente.

#### 4.2.1 Marcos momento resistentes

Los resultados obtenidos de los análisis estáticos no lineales se muestran en las figuras 4.1 y 4.2, donde la figura 4.1 muestra la curva de cortante basal contra desplazamiento de azotea para el edificio de marcos rígidos y la figura 4.2 muestra la curva de capacidad idealizada para dicho edificio.

En la figura 4.1 se señalan los límites de desempeño para la estructura. Dónde el límite de ocupación inmediata IO, indica el desplazamiento para el cual el primer componente de la estructura alcanza el límite de ocupación inmediata de acuerdo a la tabla 9.7.1 del ASCE/SEI 41-17 (2017) de esta misma forma se obtienen los límites de seguridad de vida (LS) y de prevención del colapso (CP). Si bien el modelo realizado en el programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006) utiliza una plastificación con base en fibras en los extremos de los elementos, se puede generar las curvas fuerza-deformación generalizadas para determinar los niveles de desempeño en la curva de capacidad. Se define la rotación de fluencia de las vigas con la ecuación 4-1 del ASCE/SEI 41-17 (2017).

$$\theta_y = \frac{M_{pe}L(1 + \eta)}{6EI} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Y la rotación de fluencia de las columnas con la ecuación 4-2 (ecuación 9.2 del ASCE/SEI 41-17).

$$\theta_y = \frac{M_{pc}L(1 + \eta)}{6(\tau_b E)I} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Una explicación más detallada de la construcción de estas curvas con base en el AISC/SEI 41-17 (2017) se puede consultar en el Apéndice A de esta investigación, dónde se presenta también la notación utilizada.

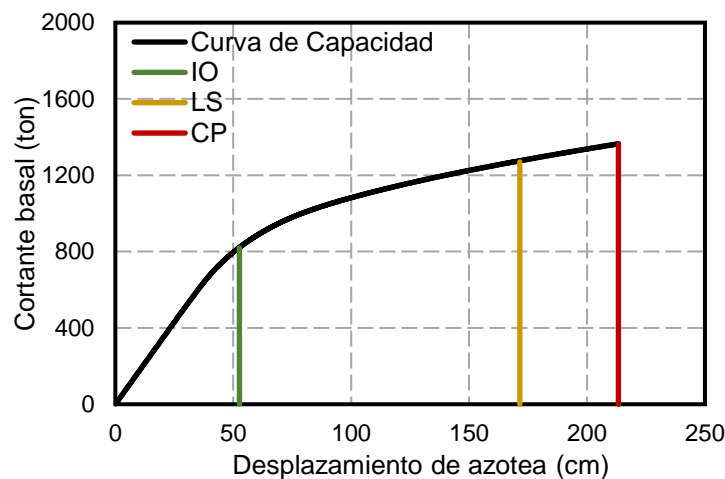


Figura 4.1 Curva de capacidad, del modelo de marcos momento resistentes

La curva fuerza-desplazamiento del análisis estático no lineal se reemplaza con una curva bilineal idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva y la fuerza de fluencia efectiva. La fuerza de fluencia efectiva no debe ser nunca mayor que la fuerza cortante máxima en ningún punto de la gráfica de fuerza-desplazamiento. En la construcción de la curva bilineal idealizada, la rigidez lateral efectiva se debe tomar cómo la rigidez secante calculada con el 60 por ciento de la fuerza efectiva de fluencia. La curva calculada del análisis estático lineal y la curva idealizada deben tener la misma área bajo la curva hasta el desplazamiento objetivo, que en este caso es el límite de seguridad contra colapso (figura 4.2).

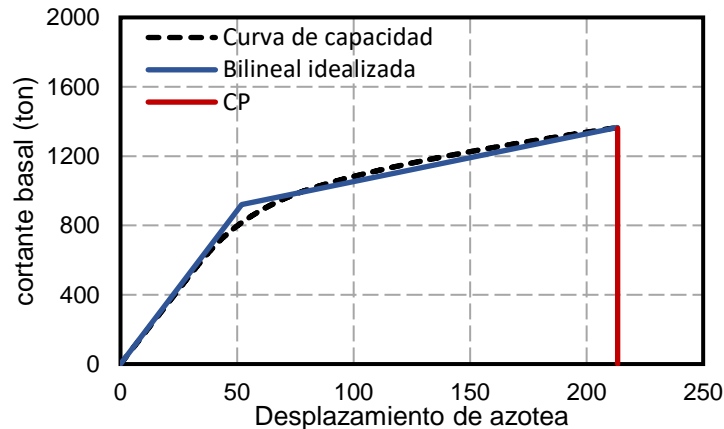


Figura 4.2 Curva de capacidad idealizada, marcos momento resistente

La estructura tiene un cortante basal de fluencia con magnitud de 820 toneladas y el cortante máximo que resiste la estructura es 1,365 toneladas. De acuerdo a la reglamentación mexicana, en la que la sobrerresistencia se define cómo el cortante de fluencia (820 toneladas) entre el cortante de diseño (411 toneladas) implica que la estructura tiene una sobrerresistencia de  $R=2$ . Esta magnitud es coherente con la magnitud propuesta en las NTC-Sismo (2017) que se estimó en la etapa de diseño en los análisis elásticos como se puede comprobar en la figura 1.20 del capítulo 1. El desplazamiento de fluencia efectiva para la estructura es de 52 centímetros y el desplazamiento último es de 212.3 centímetros, con lo que, la ductilidad calculada para el edificio es  $\mu=4.08$ , por lo que tiende al valor del factor de comportamiento sísmico establecido como hipótesis en el diseño lineal de la estructura. La rigidez efectiva es  $k=17.70$  ton/cm. (Relación entre la fuerza cortante de fluencia y el desplazamiento de fluencia)

En la figura 4.3 se muestra la evolución de las distorsiones de entrepiso en el análisis estático no lineal debido al patrón de cargas seleccionado. Este patrón coincide con las recomendaciones realizadas en diferentes manuales y reglamentos (ASCE/SEI 41-17 2017, FEMA 440 2005, NTC-Sismo 2017). Se observa que la configuración deformada, que asocia los entrepisos de media altura con los desplazamientos laterales máximos, coincide con los realizados con un análisis modal espectral (Fig. 2.11). Esto implica que el procedimiento implementado en la etapa elástica impide identificar la posible influencia de los modos superiores. La distorsión máxima desarrollada antes del colapso es  $\delta_u=3.9$  por ciento, superando la magnitud establecida en la NTC-Sismo (2017). De hecho, la magnitud



estipulada en las Normas (NTC-Sismo, 2017) igual al 3.0% es cercana al límite de desempeño de seguridad de vida. Sin embargo, se debe meditar si estos niveles de daño son aceptables por la sociedad, con base en las experiencias sufridas por los diversos sismos de gran magnitud.

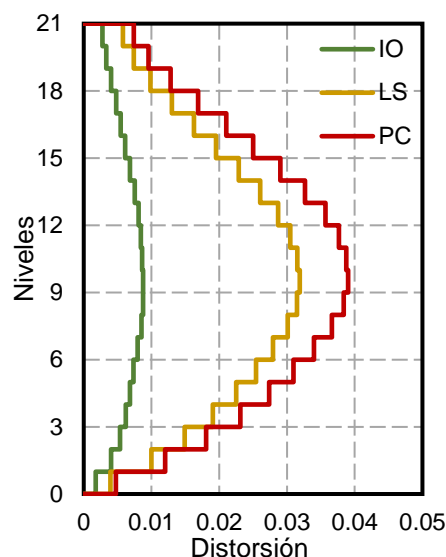


Figura 4.3 Evolución de distorsiones para cada nivel de desempeño, marcos rígidos

#### 4.2.2 Marcos con contravientos concéntricos

Se realizaron análisis no lineales con carga estática monotónicamente creciente para el modelo validado en el capítulo 3, que está estructurado con marcos con contravientos concéntricos. En la figura 4.4 se muestra la curva de capacidad de la estructura con los diferentes niveles de desempeño siguiendo el procedimiento que se explica en el Apéndice A. Para definir los niveles de desempeño, se utilizan las tablas 9-7.1 y 9.8 del ASCE/SEI 41-17 (2017), empleando la misma metodología utilizada para obtener los límites de la estructura de marcos momento resistentes.

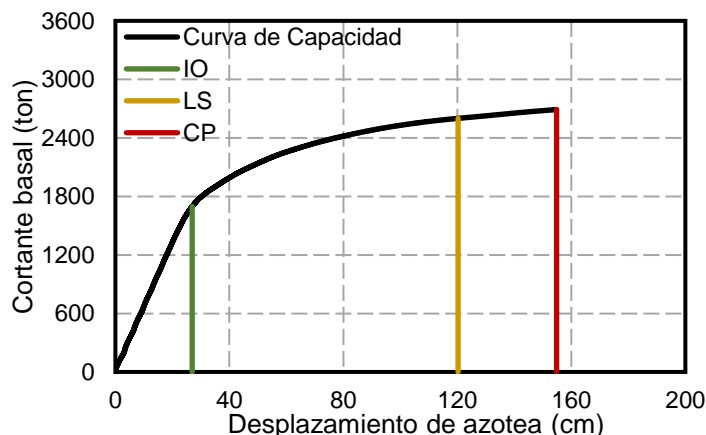
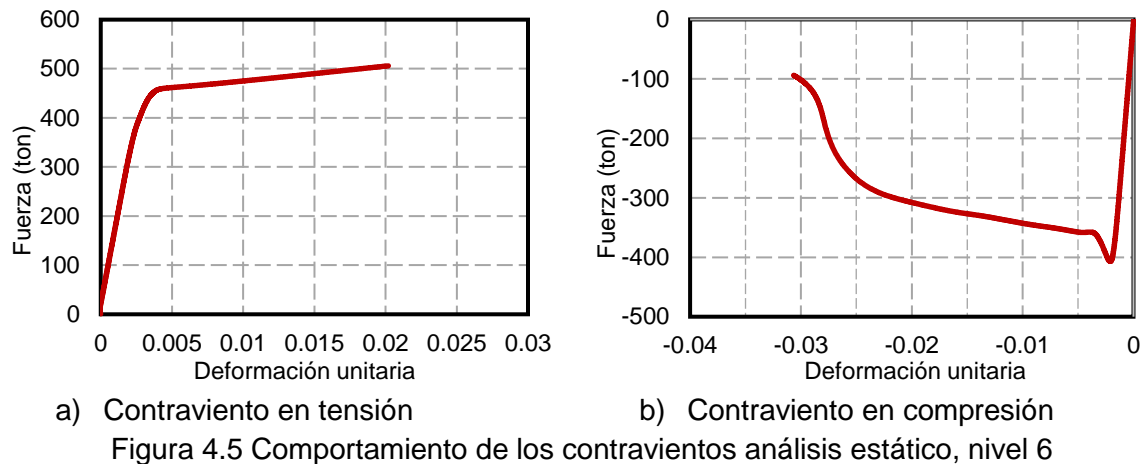
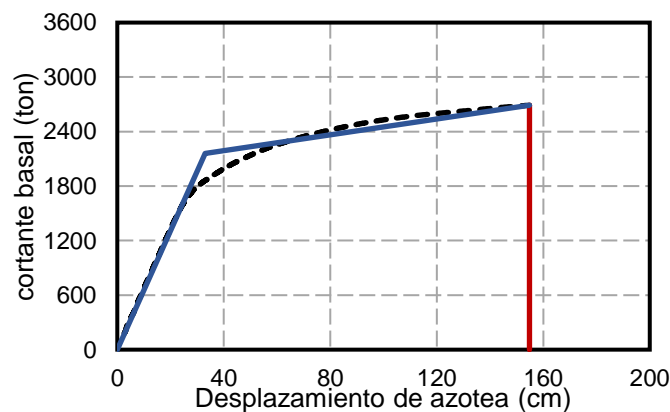


Figura 4.4 Curva de capacidad, modelo de marcos con contravientos concéntricos

Se podría esperar un cambio súbito en la rigidez global de la estructura debido al pandeo de los contravientos; sin embargo, el modelo creado a partir de fibras suaviza la degradación de rigidez de los contravientos a compresión como se muestra en la figura 4.5b. En la figura 4.5b se muestra que el modelo define el punto de pandeo del contraviento, sin embargo, después de la súbita pérdida de rigidez, el contraviento se degrada de una forma más estable.



La estructura tiene una magnitud del cortante basal del análisis modal espectral muy parecido al que se obtuvo en el análisis del edificio estructurado con marcos momento resistentes (378 tonf), debido a la restricción de las Normas Técnicas Complementarias de Sismo (NTC-Sismo 2017), en el que se solicita que el cortante no debe ser menor al 5 por ciento del peso total de la estructura, condición que rige en el diseño de ambas estructuras. La estructura tiene un cortante basal de fluencia con magnitud de 2,160 toneladas, mientras que, el cortante máximo que resiste la estructura de acuerdo al análisis estático no lineal es 2,690 toneladas. La estructura tiene una sobrerresistencia de  $R= 5.71$  de acuerdo a la filosofía de las NTC-Sismo (2017).



El desplazamiento de fluencia efectiva para la estructura es  $\delta_y = 33$  centímetros y el desplazamiento último es  $\delta_u = 154.8$  centímetros, con lo que, la ductilidad calculada para el edificio es  $\mu = 4.69$ . Con base en los resultados, la estructura tiene una respuesta estable que supera el factor de comportamiento sísmico establecido en el diseño lineal de la estructura. La rigidez efectiva es de 65.45 ton/cm. En la figura 4.7 se muestra la distribución de distorsiones para cada nivel de desempeño.

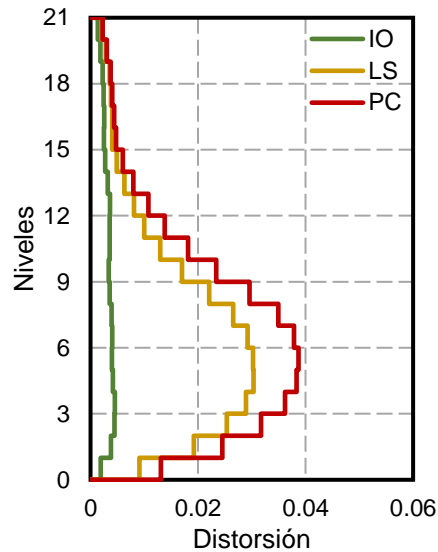


Figura 4.7 Evolución de distorsiones para cada nivel de desempeño, marcos con contravientos concéntricos

En contraste con los resultados del edificio estructurado con marcos momento – resistentes, las mayores distorsiones ocurren en los niveles inferiores para este tipo de análisis, resultados que contrastan con los obtenidos con el método modal espectral. La razón de esta distribución de desplazamientos es que los primeros contravientos en fluir son los localizados en los pisos inferiores, provocando que se pierda rigidez en esos niveles.

### 4.3 PROCESAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS

Los registros utilizados para realizar los análisis dinámicos son datos recolectados del sismo del 19 de septiembre de 2017. A las 13:14:40 hora local de la ciudad de México se registró un sismo con magnitud 7.1 ubicado al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México de acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional (SSN, 2017). Las coordenadas del epicentro son 18.40 latitud N y -98.72 longitud W y la profundidad es de 57 km. El mecanismo focal del sismo muestra una falla de tipo normal, característica de un sismo intraplaca (SSN, 2017).

Los registros considerados en esta investigación, se seleccionaron entre los registros sísmicos obtenidos por la Red Acelerográfica de Movimientos Fuertes del Instituto de

Ingeniería de la UNAM (IINGEN), el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C. (CIRES) y el Servicio Sismológico Nacional (SSN) del Instituto de Geofísica de la UNAM (IGEOF), registros cuyas máximas aceleraciones coincidieran con el periodo de vibrar de los modos superiores de las estructuras diseñadas. Se seleccionaron los registros de los grupos 2 y 3 de acuerdo a la clasificación de Reynoso (2002), que son los registrados en suelos con periodos de vibrar en el intervalo 1.0 s a 1.8 s y 1.8 s a 2.5 s respectivamente. Con base en los resultados de este estudio, en ese intervalo encuentran los periodos de vibrar de los modos superiores de las estructuras estudiadas.

Tabla 4.1 Registros sísmicos impuestos al modelo de marcos momento resistentes

Clave de la Estación	Canal	Localización		PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Ts (s)
		Latitud	Longitud		
AO24	N-S	19.3580 N	99.1539 W	106.39	0.939
AO24	E-O	19.3580 N	99.1539 W	119.65	0.939
AU46	E-O	19.3832 N	99.1681 W	94.89	0.895
DX37	N-S	19.3322 N	99.1439 W	187.73	0.727
DX37	E-O	19.3322 N	99.1439 W	123.94	0.727
ES57	E-O	19.4017 N	99.1775 W	83.91	0.732
FJ74	N-S	19.2990 N	99.2100 W	92.16	0.490
JC54	N-S	19.3130 N	99.1272 W	220.27	1.106
JC54	E-O	19.3130 N	99.1272 W	204.11	1.106
LV17	N-S	19.4931 N	99.1275 W	105.09	0.628
LV17	E-O	19.4931 N	99.1275 W	105.09	0.628
MI15	E-O	19.2834 N	99.1253 W	133.43	1.241
MI15	N-S	19.2834 N	99.1253 W	207.19	1.241
SI53	E-O	19.3753 N	99.1483 W	177.57	1.310
SI53	N-S	19.3753 N	99.1483 W	129.03	1.310
TP13	N-S	19.2922 N	99.1708 W	60.34	0.490
UC44	N-S	19.4337 N	99.1654 W	125.32	1.263

En la tabla 4.1 se muestran los registros considerados en esta investigación que coinciden con los periodos del edificio estructurado con marcos momento resistentes, mientras que, en la tabla 4.2 se muestran los registros seleccionados para excitar al edificio estructurado con marcos con contravientos concéntricos

Tabla 4.2 Registros sísmicos impuestos al modelo de marcos con contravientos concéntricos

Clave de la Estación	Canal	Localización		PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Ts (s)
		Latitud	Longitud		
CS78	N-S	19.3656 N	99.2262 W	87.01	0.490
EO30	E-O	19.3885 N	99.1772 W	82.13	0.670
ES57	E-O	19.4017 N	99.1775 W	83.91	0.732
FJ74	N-S	19.2990 N	99.2100 W	92.16	0.490
GR27	N-S	19.4747 N	99.1797 W	84.67	0.757
GR27	E-O	19.4747 N	99.1797 W	119.63	0.757
ME52	N-S	19.4383 N	99.1820 W	72.16	0.766

Conforme a lo expuesto por el reporte preliminar que elaboró el Instituto de Ingeniería de la UNAM (2017), las señales de aceleración de los registros se corrigieron por línea base y se aplicó un filtro pasabanda entre las frecuencias de 0.1 a 10 Hz. En las figuras 4.8 y 4.9 se muestran algunas de las señales utilizadas con su espectro de respuesta con amortiguamiento crítico del 5 por ciento, escalando linealmente el registro de tal forma que el espectro de la señal coincida con el espectro elástico del reglamento (NTC-Sismo, 2017), en el intervalo de periodos que están relacionados con el segundo modo de vibrar de la estructura, el total de las señales utilizadas se pueden consultar en el apéndice B. Con esto se hace notar que los registros considerados corresponden al peligro sísmico considerado en el proceso de diseño. En las estructuras diseñadas, la masa modal asociada al modo fundamental de vibrar suele ser superior a la masa asociada a los modos superiores. Los registros elegidos promueven la excitación de los modos superiores asociando mayores ordenadas espectrales a los modos superiores que al modo fundamental de vibrar, tal como se puede observar en los espectros de respuesta de los movimientos sísmicos de las figuras 4.8 y 4.9 para los registros empleados en la estructura de marcos momento resistentes.

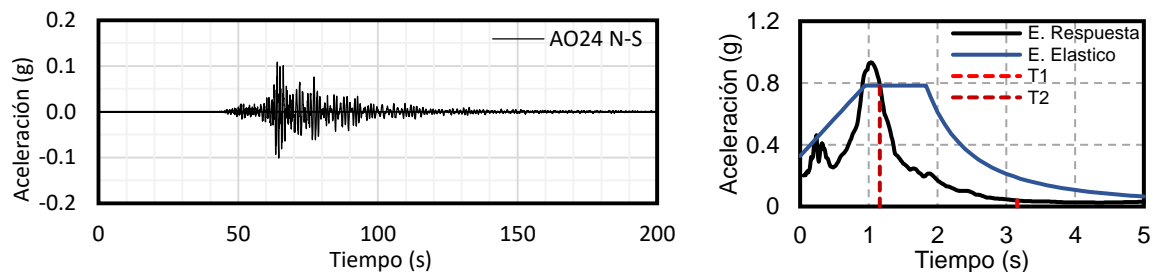


Figura 4.8 Señales y espectros de respuesta, Marcos momento resistentes

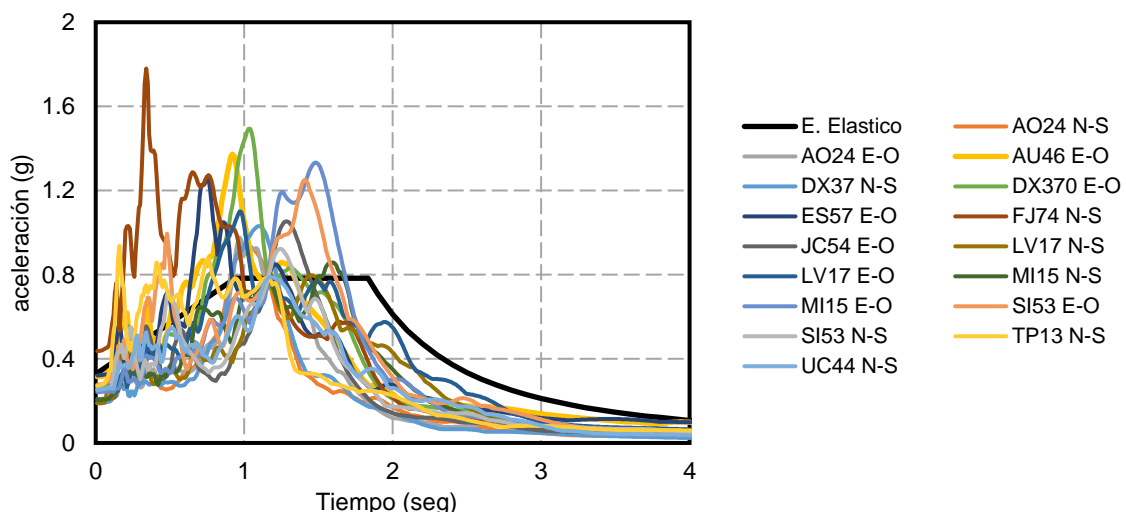


Figura 4.9 Espectros de respuesta, Marcos momento resistentes

En la figura 4.10 se muestra una de las señales utilizadas para excitar el modelo de Marcos con contravientos concéntricos, en la cual, se escala el acelerograma de tal forma que el

espectro de respuesta de la señal y el espectro de diseño se intersecten en el segundo 0.72 el cual es el periodo del segundo modo de la estructura. Mientras que en la figura 4.11 se muestran todos los espectros de respuesta de los sismos empleados en la estructura con Marcos con contravientos concéntricos.

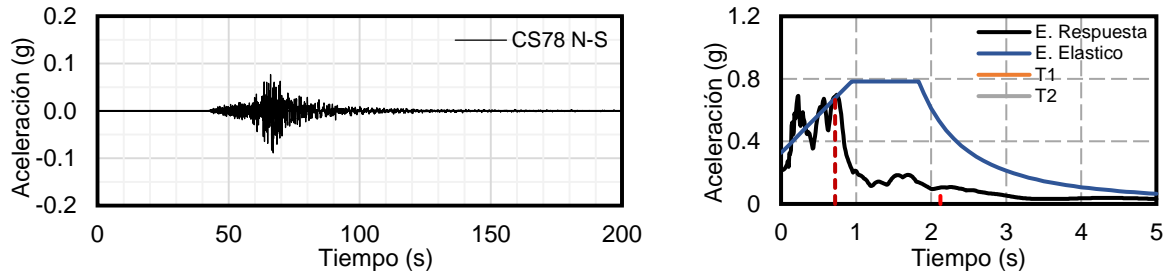


Figura 4.10 Señales y espectros de respuesta, Marcos con contravientos concéntricos

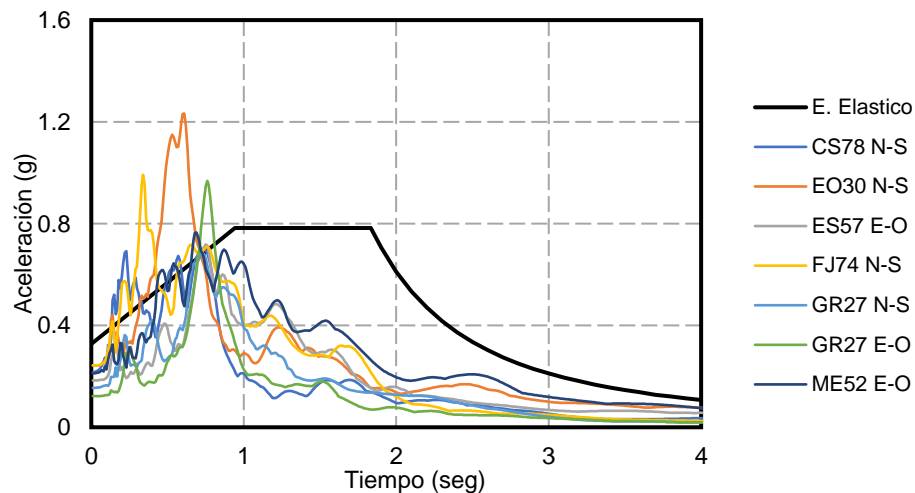


Figura 4.11 Espectros de respuesta, Marcos con contravientos concéntricos

En la figura 4.12 se aprecia la localización geográfica de las estaciones acelerográficas disponibles en la CDMX, en puntos rojos se acentúan las estaciones empleadas en este trabajo de investigación. Es importante hacer notar que la distribución geográfica de las estaciones seleccionadas coincide con la distribución de derrumbes debidos al sismo del 19 de septiembre de 2017 predominantemente en la zona de transición dadas las características del sismo. Esto había sido previamente identificado en el reporte preliminar del Instituto de Ingeniería de la UNAM (2017).

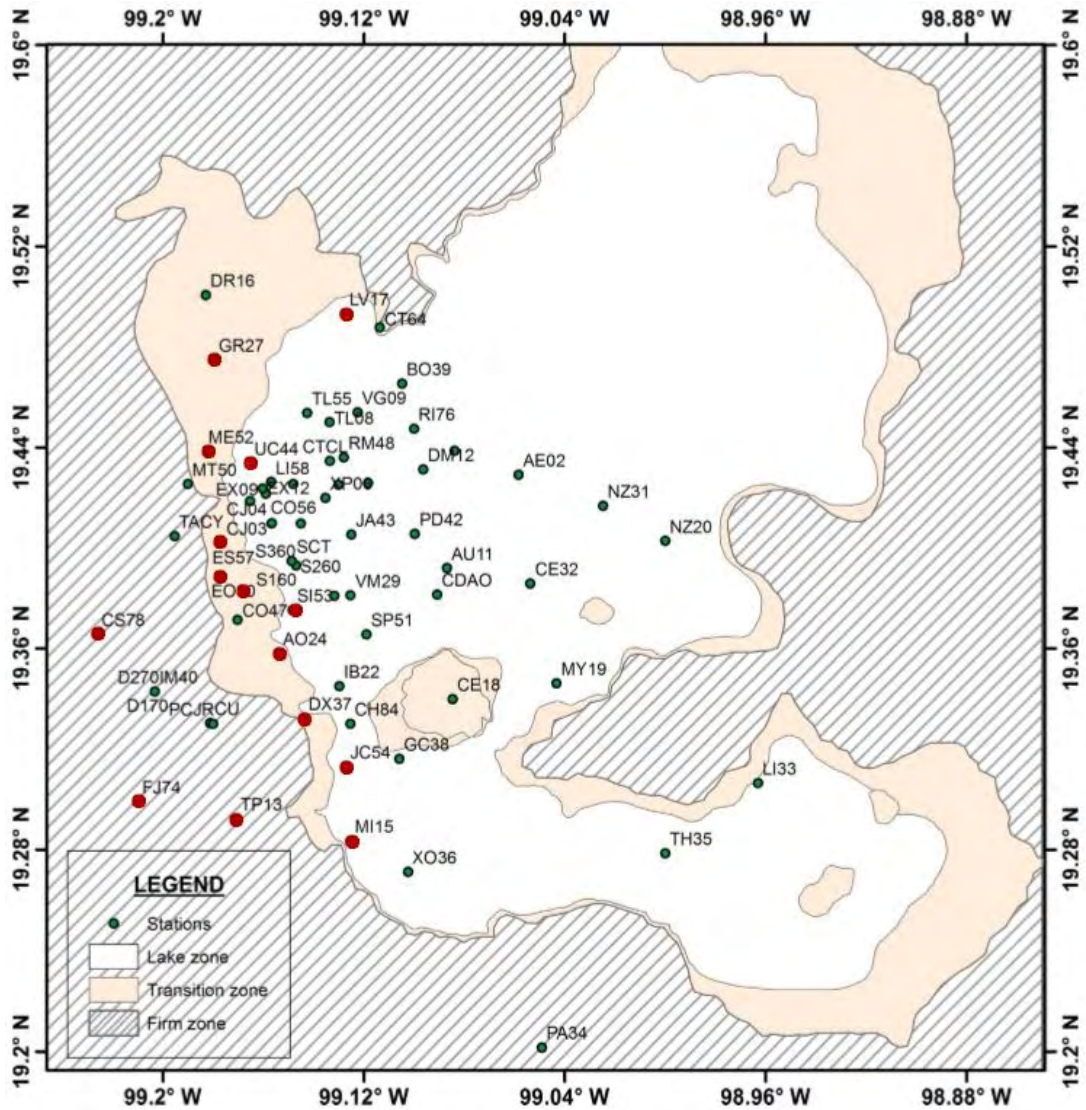


Figura 4.12 Ubicación geográfica de las estaciones acelerográficas Quinde *et al.* (2016)

#### 4.4 ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

Para evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones, los modelos de esta investigación se sometieron a la acción de los registros sísmicos en consideración. En esta instancia del proyecto, se han analizado y diseñado cuidadosamente dos estructuras cuyo comportamiento global está dominado por cortante y un comportamiento combinado para las estructuras de marcos momento resistentes y con contravientos concéntricos respectivamente. Conforme al FEMA 356 (2000) un edificio que es dominado por corte se caracteriza por que las distorsiones de los entrepisos disminuyen conforme aumenta la altura. De hecho, se espera que en un edificio que responde predominante por corte, los entrepisos de los pisos superiores respondan casi como un cuerpo rígido.



Es posible asegurar que el edificio estructurado con marcos momento resistente responde por cortante; mientras que el edificio estructurado con marcos con contraviento concéntrico responde a un comportamiento combinado de cortante y flexión (ver figura 4.13). Entonces, con el fin de que los resultados abarquen un intervalo de comportamiento estructural mayor, se modificó la estructura con contravientos, de tal forma que, sus características mecánicas y dinámicas se acerquen más al comportamiento global a flexión. Se logró modificar sus propiedades cambiando las propiedades de rigidez axial de las columnas del edificio. Esta adecuación implicó un cambio en las propiedades dinámicas del modelo. Sin embargo, la adecuación permite que ambas estructuras sean equivalentes, con la finalidad que ambas estructuras tuvieran los mismos periodos de vibrar, aunque con diferente configuración y respuesta a demandas laterales. La estructura modificada, si bien comparte los mismos periodos de vibrar con la estructura sin modificar, no tiene las mismas propiedades dinámicas, ya que, la masa asociada a los modos superiores de vibrar aumenta al 30 por ciento, haciéndola más susceptible a los efectos de los modos superiores de vibrar.

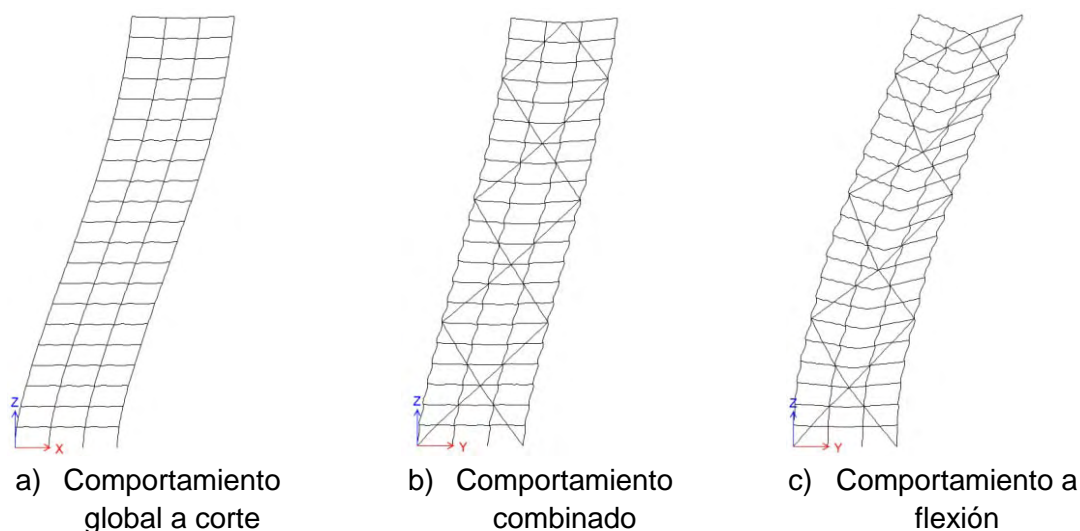
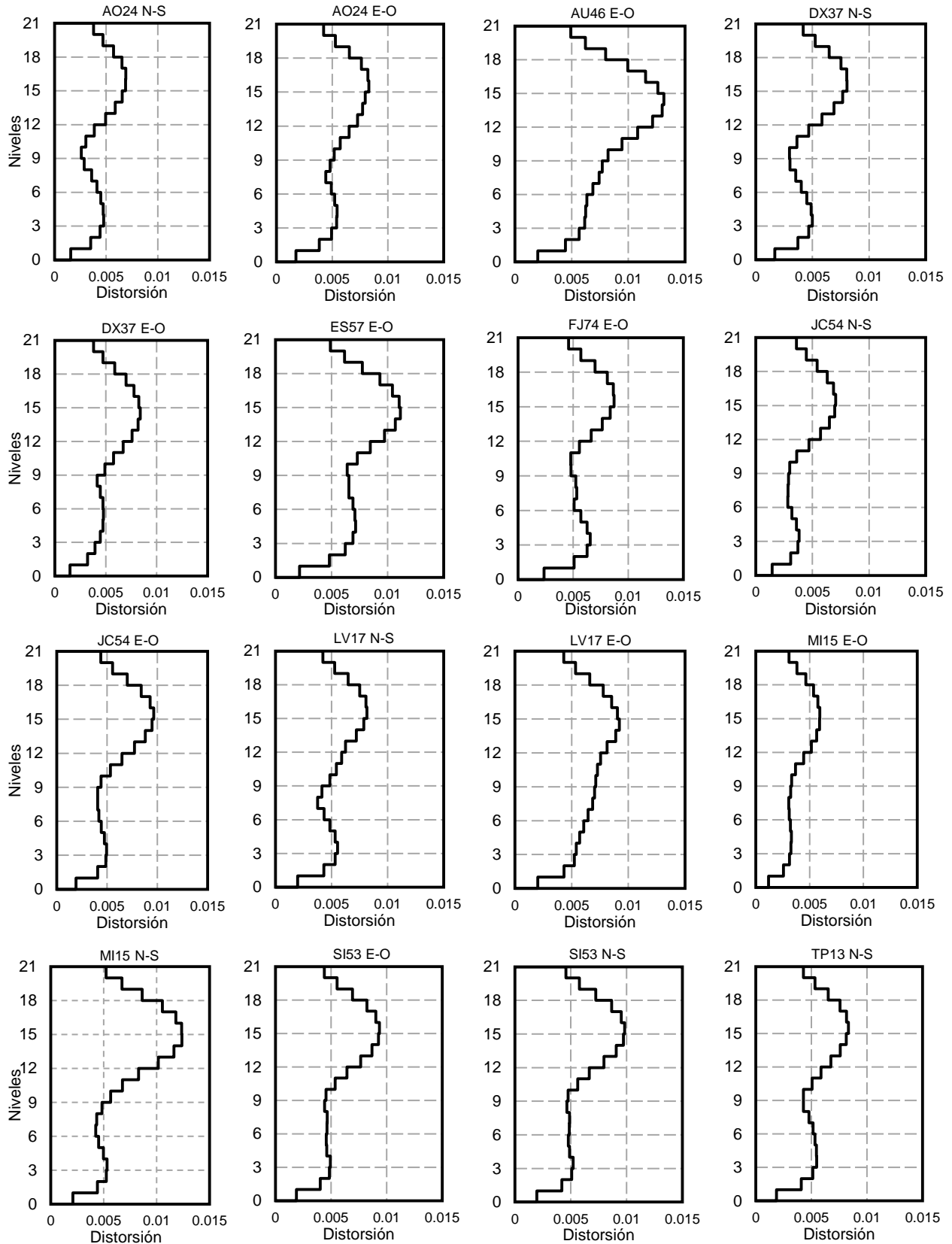


Figura 4.13 Comportamiento global de las estructuras analizadas

En términos generales, se considera que la respuesta del edificio queda dominada por el primer modo de vibrar cuando las demandas de distorsión que corresponden a los pisos inferiores son mayores que las observadas en los pisos superiores y, por el contrario, que el segundo modo de vibrar es importante en la respuesta dinámica de la estructura cuando las mayores distorsiones se concentran en los pisos superiores (Terán *et al.* 2014).

La figura 4.14 muestra la demanda en altura de distorsión máxima de entrepiso desarrollada por el edificio estructurado con marcos momento-resistentes ante cada uno de los registros impuestos. Esto implica que no todas las distorsiones que se muestran ocurrieron al mismo tiempo, sino que los resultados indican la demanda máxima que se desarrolló.





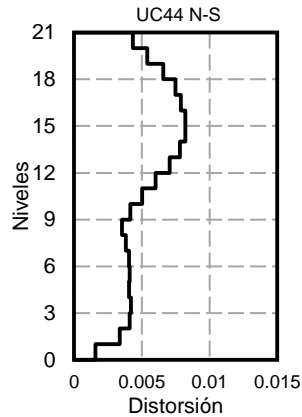


Figura 4.14 Distorsiones en altura, en el edificio de marcos momento resistentes

En la figura 4.15 se puede notar que el registro MI15 N-S es uno de los sismos que ocasionaron un mayor desarrollo de distorsiones en los pisos superiores en la estructura de marcos momento resistentes. En la figura 4.15 se muestra el espectro de respuesta para esta señal sísmica, como se puede notar en el espectro, un posible cambio en el periodo de vibrar asociado a los modos superiores debido a la plastificación de dicho modo ocasiona que las ordenadas espectrales asociadas a los modos superiores se incrementen, generando mayor excitación de los modos superiores.

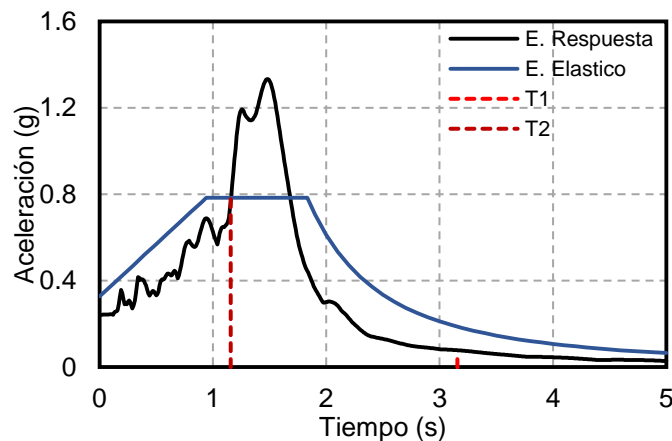


Figura 4.15 Espectro de respuesta registro MI15 N-S

Con base en los resultados, se obtuvo el desarrollo de la respuesta estadísticamente mediante percentiles. En la figura 4.16 se muestra la demanda de distorsión media (percentil 50) y la demanda media más una desviación estándar (percentil 84) y la demanda máxima de la estructura (percentil 100).

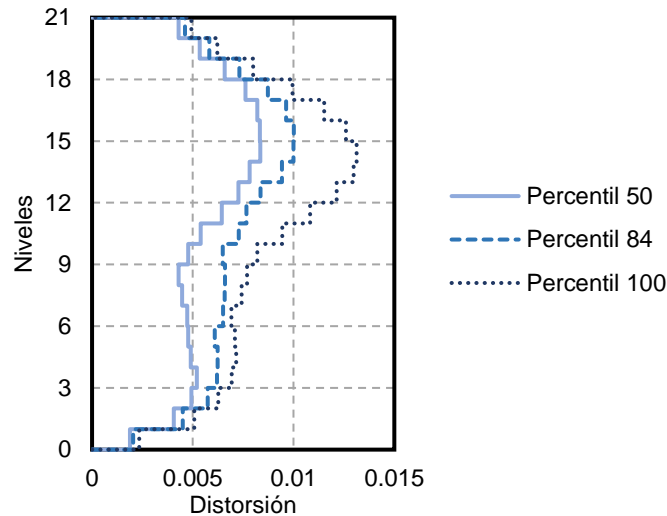
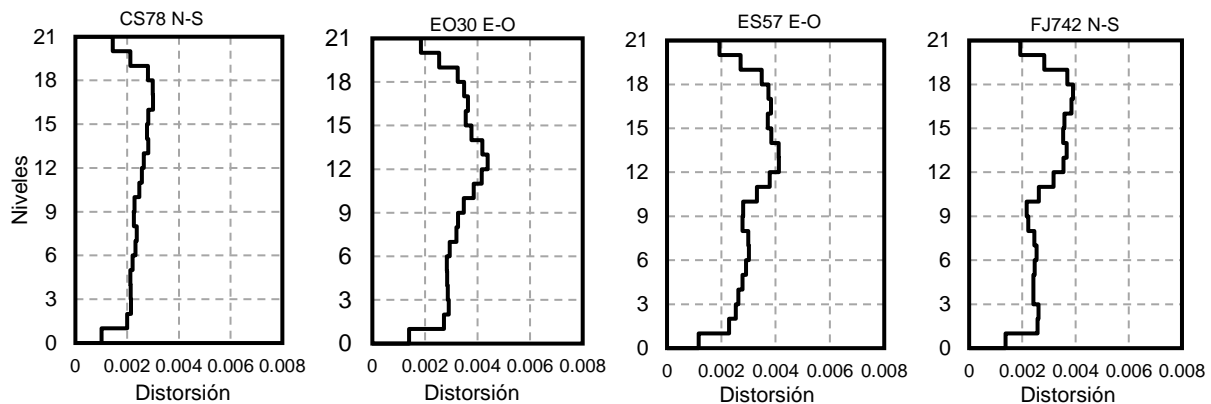


Figura 4.16 Distorsiones en altura en percentiles, edificio de marcos momento resistentes

Se observa una contribución importante del segundo modo de vibrar a la respuesta global del edificio, lo que resulta en concentración de las demandas de distorsión en el último tercio de la estructura. La variación en la aportación de distorsión en los pisos inferiores se debe a la variabilidad en los registros sísmicos de ordenadas espectrales asociadas al modo fundamental de vibrar de la estructura, es importante hacer notar que una estructura global a corte tiende a concentrar las distorsiones en los niveles inferiores y, con base en los resultados obtenidos, en los modelos estudiados no necesariamente ocurre esto.

La figura 4.17 muestra la distribución en altura de la distorsión de los análisis no lineales en la historia del tiempo para la estructura de marcos con contravientos concéntricos ante los registros seleccionados. Si bien se esperaba que esta estructura exhibiera mayor influencia del efecto de los modos superiores, las gráficas muestran que la distribución de distorsión crece moderadamente ante el incremento de la altura, dando a entender que el efecto de los modos superiores es moderado, este efecto no se puede atribuir al comportamiento global de la estructura.



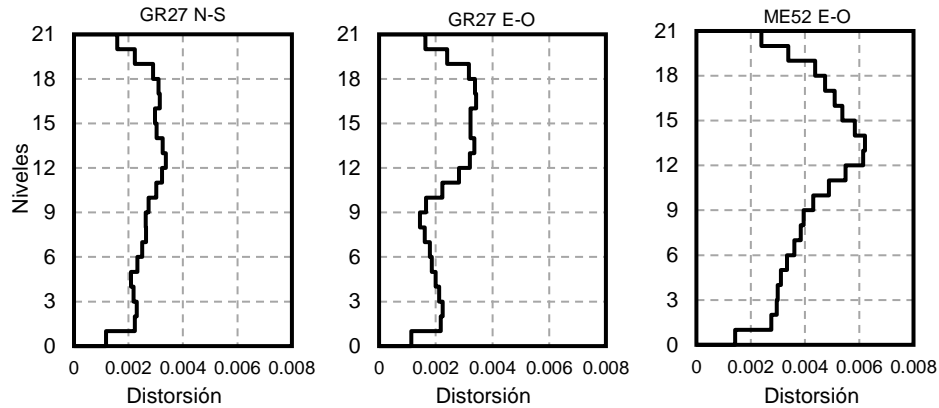


Figura 4.17 Distorsiones en altura, edificio de marcos con contravientos concéntricos

Por un lado, es posible asegurar que una estructura con un comportamiento combinado de flexión y cortante en teoría desarrolla un incremento de las distorsiones de entrepiso conforme aumenta la altura como ocurre con una estructura que responde en flexión. Entonces, dados los registros sísmicos que se seleccionaron, se nota que hay una modificación en la configuración lateral de la respuesta estadística (figura 4.18). Es decir, que conforme a los resultados se aprecia que los modos superiores dominan la respuesta de la estructura.

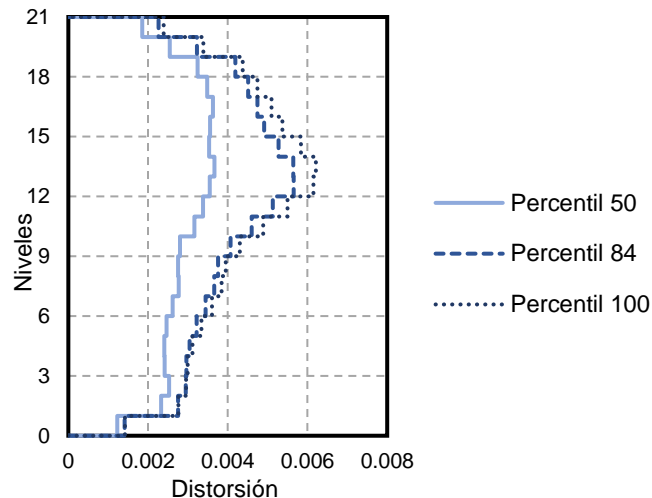


Figura 4.18 Distorsión estadística en altura, edificio de marcos con contravientos concéntricos

Finalmente, en la figura 4.19 se muestra la respuesta de distorsiones en elevación de los sismos impuestos para la estructura con contravientos concéntricos modificada de tal forma que tenga una respuesta global a flexión. Si se compara directamente con la figura 4.19 se observa que tiene una mayor concentración de distorsiones en los pisos superiores, hay un incremento de las distorsiones conforme aumenta la altura. Esa tendencia se más clara

cuando se estudian los perfiles de demanda de distorsión, a partir de los percentiles en la figura 4.20.

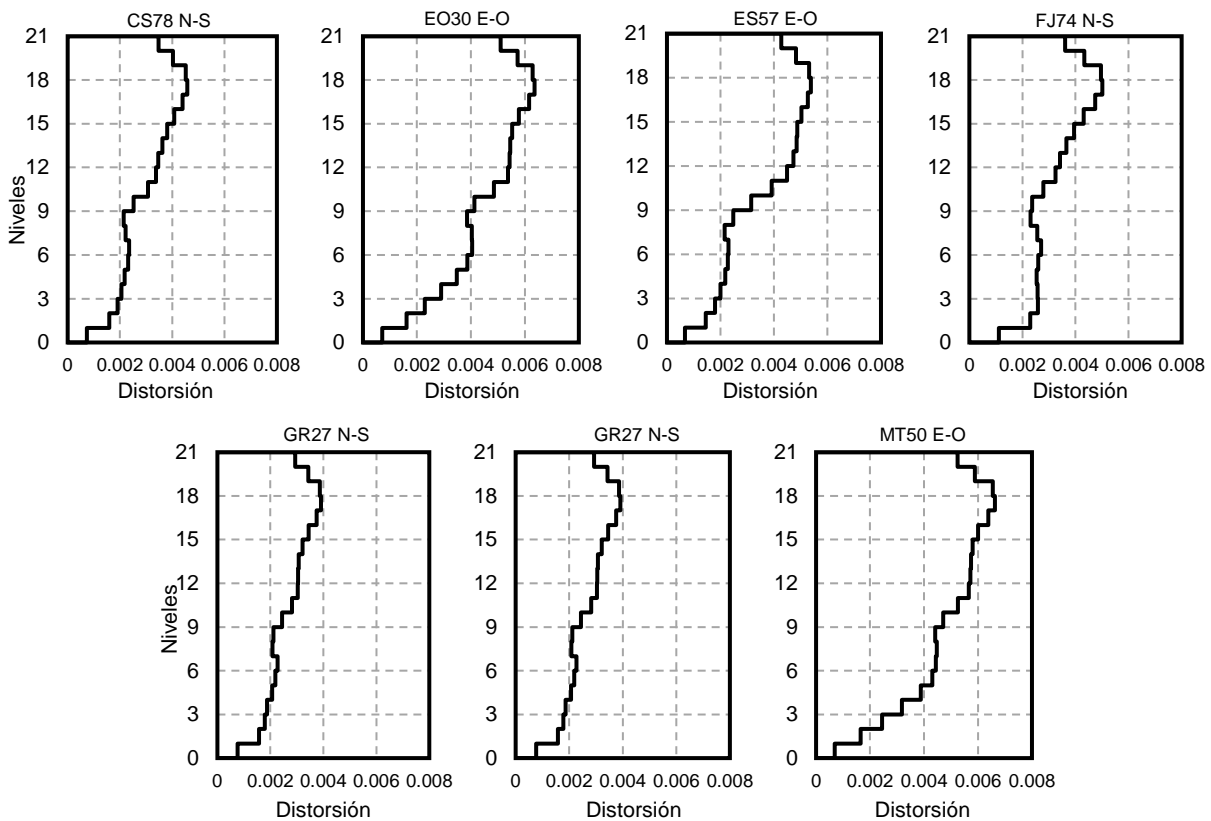


Figura 4.19 Distorsiones en altura, edificio de marcos con contravientos concéntricos con comportamiento global a flexión

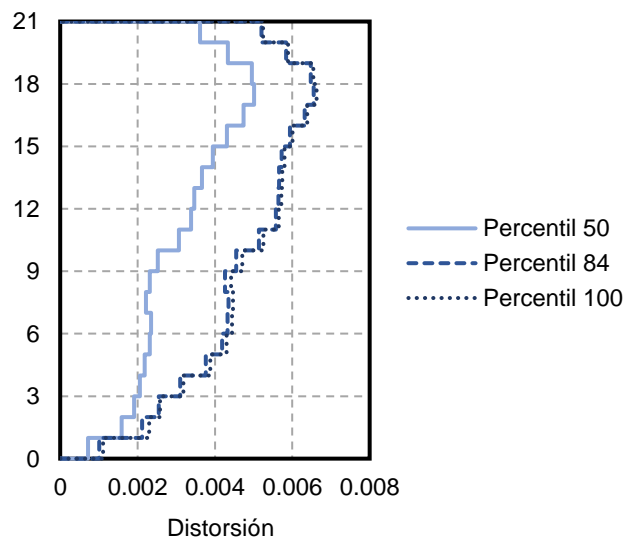
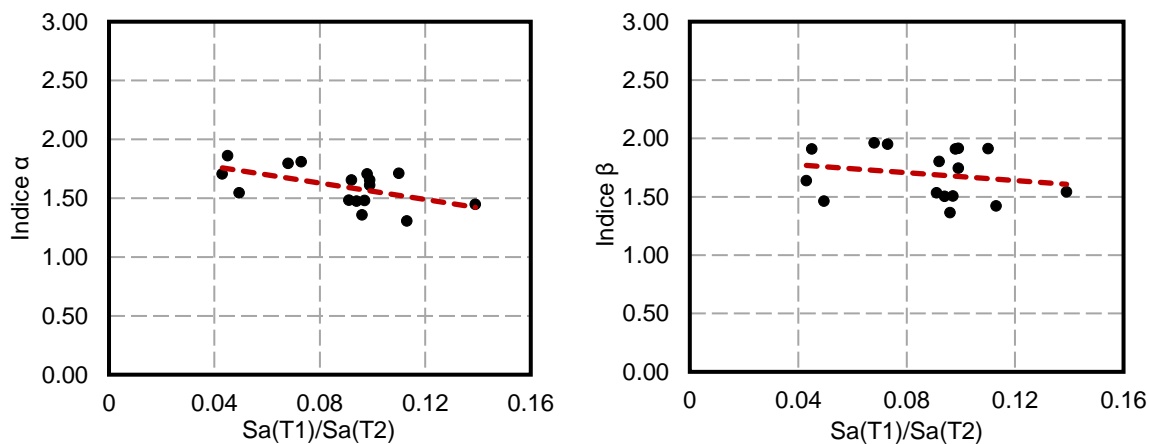


Figura 4.20 Distorsión estadística en altura, edificio de marcos con contravientos con comportamiento global a flexión

Se concluye entonces que la modificación de la rigidez axial en las columnas que pretende favorecer la respuesta de la estructura en flexión, ocasiona que la estructura sea más susceptible a los efectos de los modos superiores. También se muestra que la estructura modificada (figura 4.20) tiene una tendencia general a incrementar las deformaciones con la altura, una característica que define a una estructura con comportamiento global a flexión.

#### 4.5 DETERMINACIÓN DE LAS CIRCUNSTANCIAS QUE OCASIONAN QUE EL EFECTO DE LOS MODOS SUPERIORES DOMINE LA RESPUESTA

Con los datos recabados de los análisis dinámicos no lineales se pretende identificar las circunstancias en las cuales los modos superiores de vibrar dominen la respuesta de las estructuras. Para ello, se proponen dos índices uno que relaciona los desplazamientos generados en los diez pisos superiores divididos sobre el promedio de las distorsiones generadas en los once pisos inferiores (índice  $\alpha$ ); mientras que, el índice  $\beta$  relaciona el promedio de las cuatro distorsiones máximas en los pisos superiores sobre el promedio de las cuatro distorsiones máximas desarrolladas en los pisos inferiores. Una magnitud mayor a 1 en estos índices ( $\alpha > 1$ ;  $\beta > 1$ ) implica un daño más severo en los pisos superiores con relación a lo observado en los otros pisos; una magnitud inferior a 1 de estos índices ( $\alpha < 1$ ;  $\beta < 1$ ) implica menor daño en los pisos superiores. Puede decirse entonces que entre mayores sean los valores de este índice corresponde a los casos donde los modos superiores de vibrar influyen de manera significativa en la respuesta dinámica de las estructuras. Conforme a lo observado en los análisis dinámicos no lineales se ha identificado que las características de la señal sísmica influyen en el comportamiento dinámico de la misma. En específico, el contenido de frecuencias de la señal sísmica, es por este motivo que, se considerará el cociente de la aceleración correspondiente al primer modo de vibrar con respecto a la aceleración debida al segundo modo de vibrar ( $Sa(T_1)/Sa(T_2)$ ) del espectro de respuesta de la señal inducida al edificio como parámetro que permita cuantificar y anticipar los casos y las condiciones en las cuales los modos superiores de vibrar dominan la respuesta dinámica de las estructuras.



a) Índices  $\alpha$  y  $\beta$ , Marcos momento resistentes

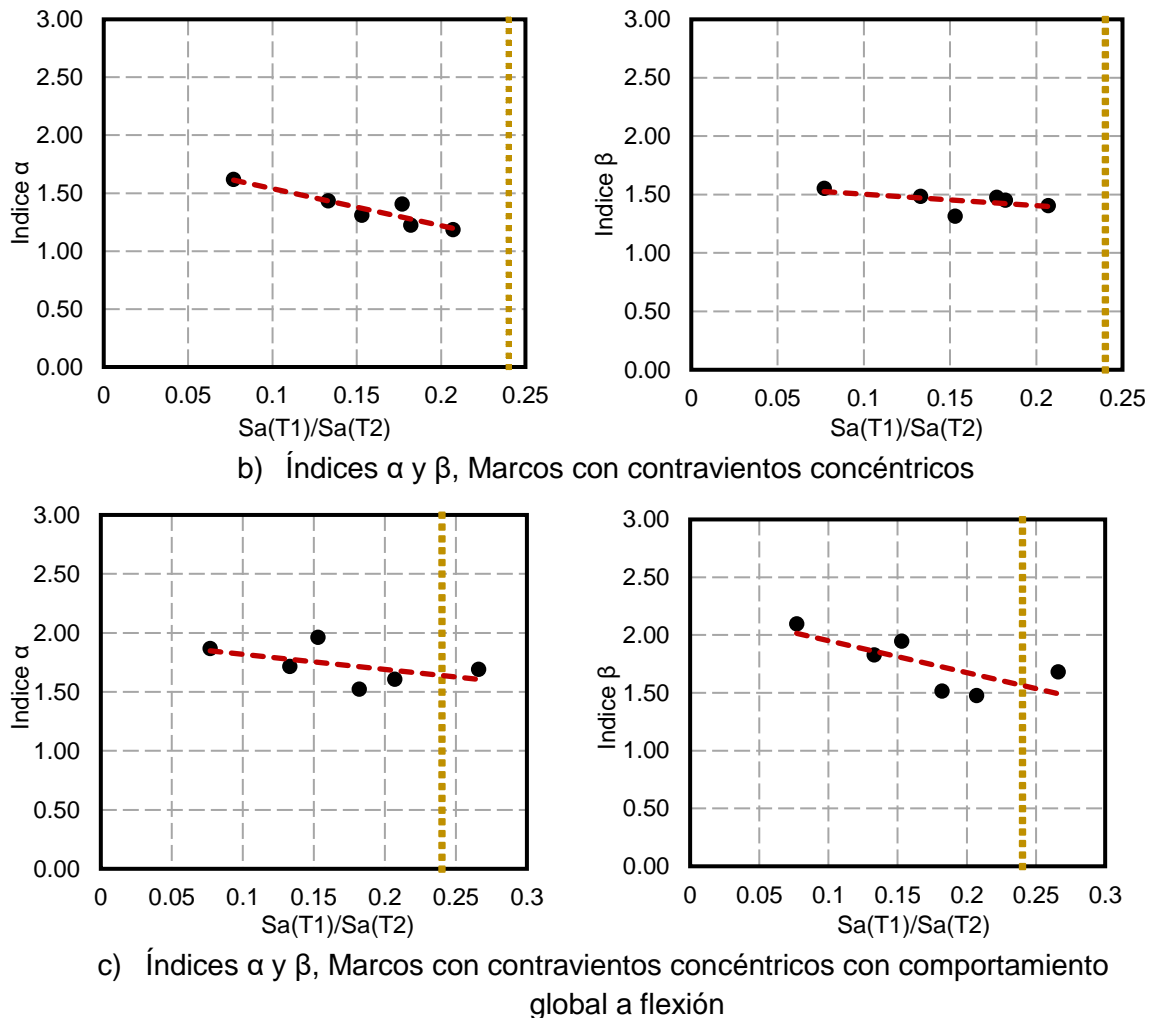


Figura 4.21 Índices  $\alpha$  y  $\beta$  de las estructuras diseñadas

En las gráficas de la figura 4.21 se muestran las magnitudes de los índices para cada estructura. Las magnitudes de los índices demuestran que las mayores distorsiones ocurren en los niveles superiores en todos los casos. El índice para el análisis modal espectral es de 0.24. El inciso a) corresponde a la estructura de marcos momento resistentes, para esta estructura se utilizaron 17 sismos. Es notable que el índice  $\alpha$  tiene una tendencia más marcada y los datos están más agrupados que en el índice  $\beta$ . Sin embargo, ambos índices demuestran que entre mayor sea la diferencia entre las aceleraciones asociadas con el segundo modo de vibrar y las aceleraciones asociadas al primer modo de vibrar los efectos de los modos superiores tendrán un mayor impacto en la respuesta de la estructura.

El inciso b) corresponde a los marcos con contravientos concéntricos, en esta estructura se utilizaron siete registros sísmicos y se nota una tendencia bien definida para ambos índices propuestos. Sin embargo, el índice  $\alpha$  muestra una pendiente más pronunciada, indicativo de una mayor dependencia de la relación  $S_a(T_1)/S_a(T_2)$ , en la respuesta de la estructura. Por otro lado, el inciso c) corresponde a la estructura de marcos con contravientos concéntricos con un comportamiento dominado a flexión, para esta estructura el índice  $\beta$

resultó ser un mejor indicativo para identificar el efecto de los modos superiores de la estructura.

## 4.6 DESEMPEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

Si bien las distorsiones han demostrado ser un buen parámetro indicativo para determinar cuando la respuesta es dominada por los modos superiores, es necesario evaluar el desempeño de la estructura y estimar si algún otro parámetro es mejor en la evaluación de los efectos de los modos superiores.

### 4.6.1 Evaluación Marcos momento resistentes

Se evalúa el comportamiento de la estructura de marcos momento resistentes, donde las máximas rotaciones se desarrollan en las vigas de la estructura. En la figura 4.22a se muestran las rotaciones totales. Se observa que en ningún nivel se supera la rotación de ocupación inmediata, si bien se tiene cambio de vigas en la elevación (figura 2.8) las rotaciones de ocupación inmediata establecidas con las ecuaciones del ASCE/SEI 41-17 (2017) no varían de manera significativa. Por otro lado, se comprueba que las rotaciones máximas ocurren en los niveles superiores de la estructura. En la gráfica de la figura 4.22b se muestran las rotaciones plásticas, es decir aquellas rotaciones que exceden el límite elástico del elemento, demostrando que el daño se concentra en los pisos superiores.

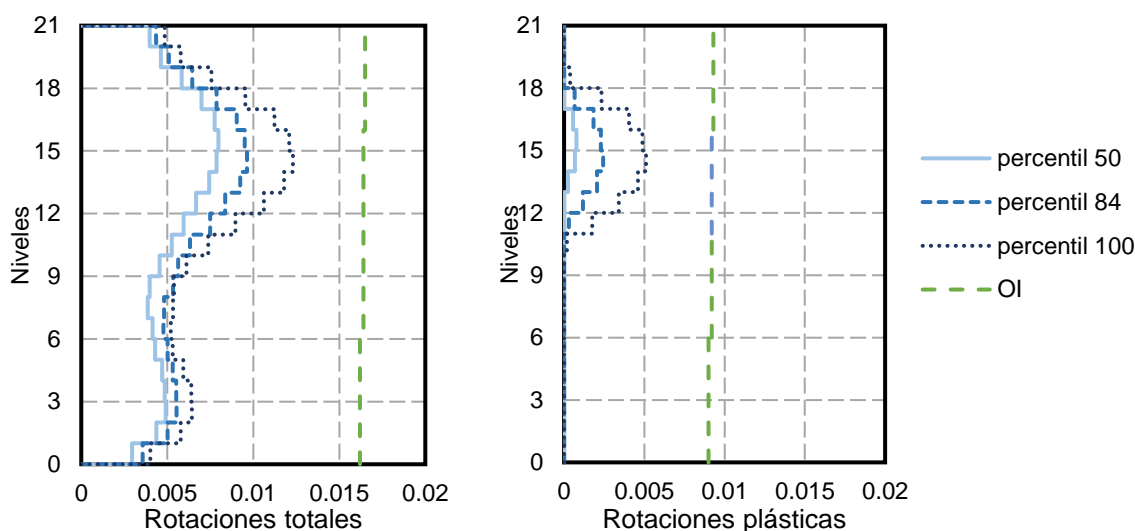


Figura 4.22 Evaluación de las rotaciones, en Marcos momento resistentes

En la figura 4.23 se evalúa el efecto de los modos superiores de la estructura, al igual que en la figura 4.21 utilizando los índices  $\alpha$  y  $\beta$ , cambiando el parámetro de evaluación de distorsiones a rotaciones de los elementos estructurales. De forma similar a los resultados



observados en la figura 4.21, el índice  $\alpha$  tiene menor dispersión de los datos que el índice  $\beta$ .

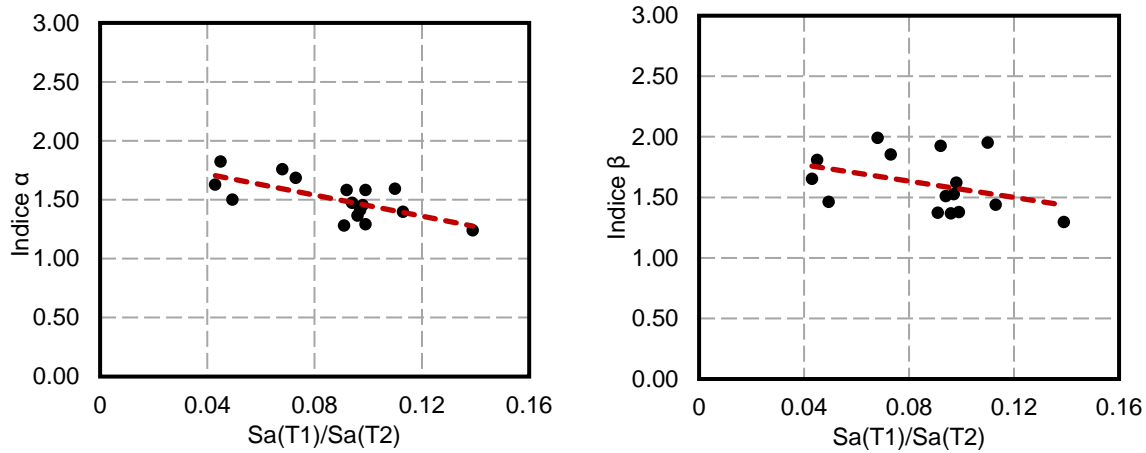
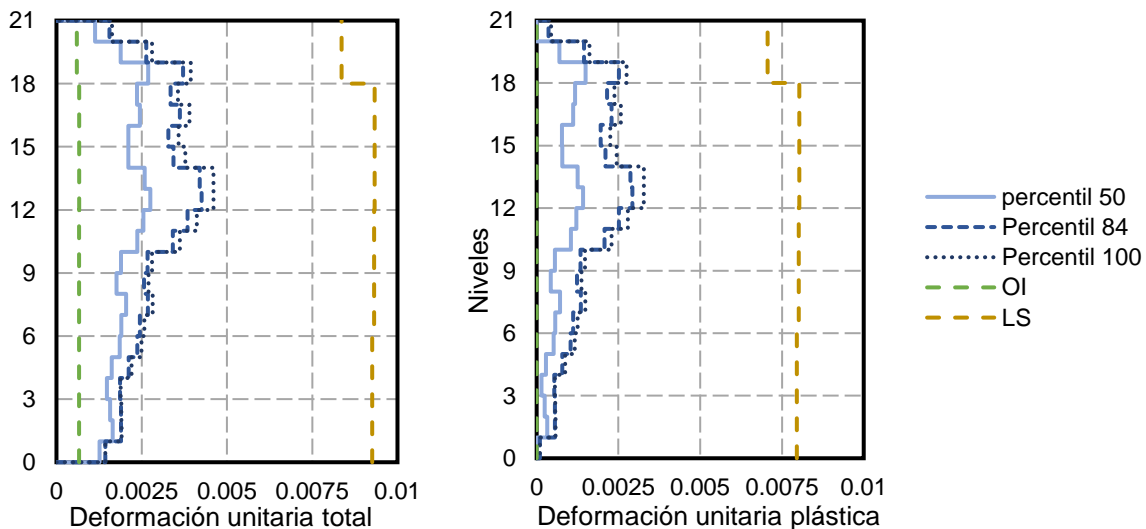


Figura 4.23 Índices  $\alpha$  y  $\beta$  utilizando rotaciones, Marcos momento resistentes

#### 4.6.2 Evaluación Marcos con contravientos concéntricos

Se evalúa la estructura con marcos con contravientos concéntricos, en términos de rotaciones de vigas y columnas, así como de deformación de los contravientos. En la figura 4.24 se grafican en elevación las rotaciones totales desarrolladas en cada nivel. En comparación con la estructura de marcos momento resistentes las rotaciones se controlan de forma adecuada, logrando que las vigas se mantengan en el intervalo elástico, ya que las rotaciones son menores a 0.0072. Por otro lado, se grafican la deformación unitaria total desarrollada en los contravientos por nivel, se comprueba que el diseño por capacidad funciona correctamente, ya que el daño se concentra en los contravientos, una vez más las deformaciones máximas ocurren en los pisos superiores.



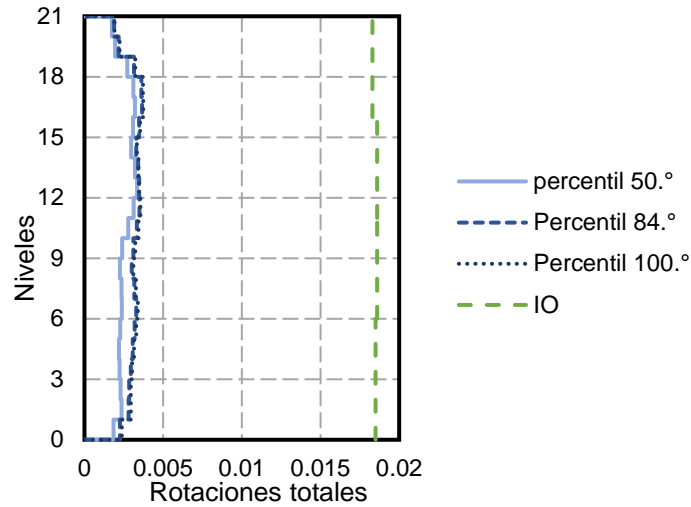
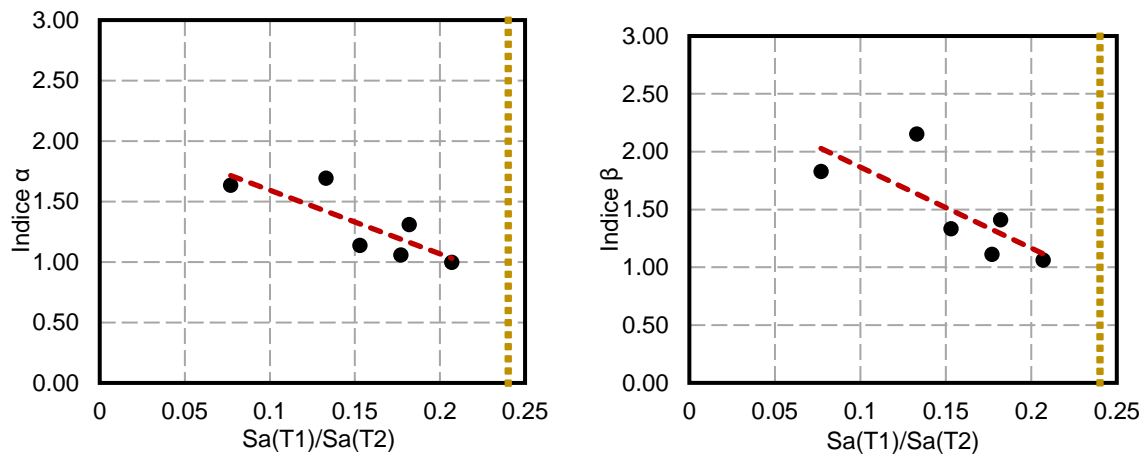
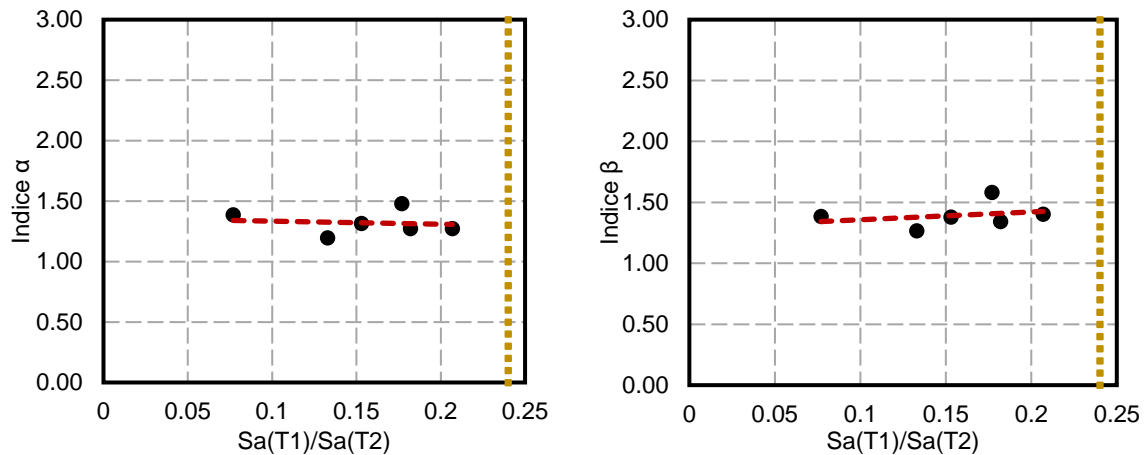


Figura 4.24 Evaluación del comportamiento estructural, Marcos con contravientos concéntricos



a) Índices  $\alpha$  y  $\beta$  utilizando rotaciones, Marcos con contravientos



b) Índices  $\alpha$  y  $\beta$  utilizando deformaciones unitarias, Marcos con contravientos

Figura 4.25 Índices  $\alpha$  y  $\beta$  utilizando rotaciones de vigas y deformaciones de contravientos, Marcos con contravientos concéntricos

La figura 4.25 evalúa los índices  $\alpha$  y  $\beta$  para la estructura de marcos con contravientos concéntricos, utilizando los parámetros de rotaciones y de deformaciones unitarias en los incisos a) y b), respectivamente, claramente se observa que el parámetro de las rotaciones de vigas y columnas (figura 4-25a) genera mejores resultados que la deformación unitaria en los contravientos (figura 4.25b).

#### 4.6.3 Evaluación Marcos con contravientos concéntricos con comportamiento a flexión

Se evalúa el comportamiento de la estructura con marcos con contraviento concéntricos con comportamiento global a flexión. Los resultados se muestran en la figura 4.26. Se aprecia que en comparación a la estructura con comportamiento combinado de cortante y flexión, la estructura desarrolla mayores rotaciones en las vigas y deformaciones unitarias en los contravientos en los pisos superiores.

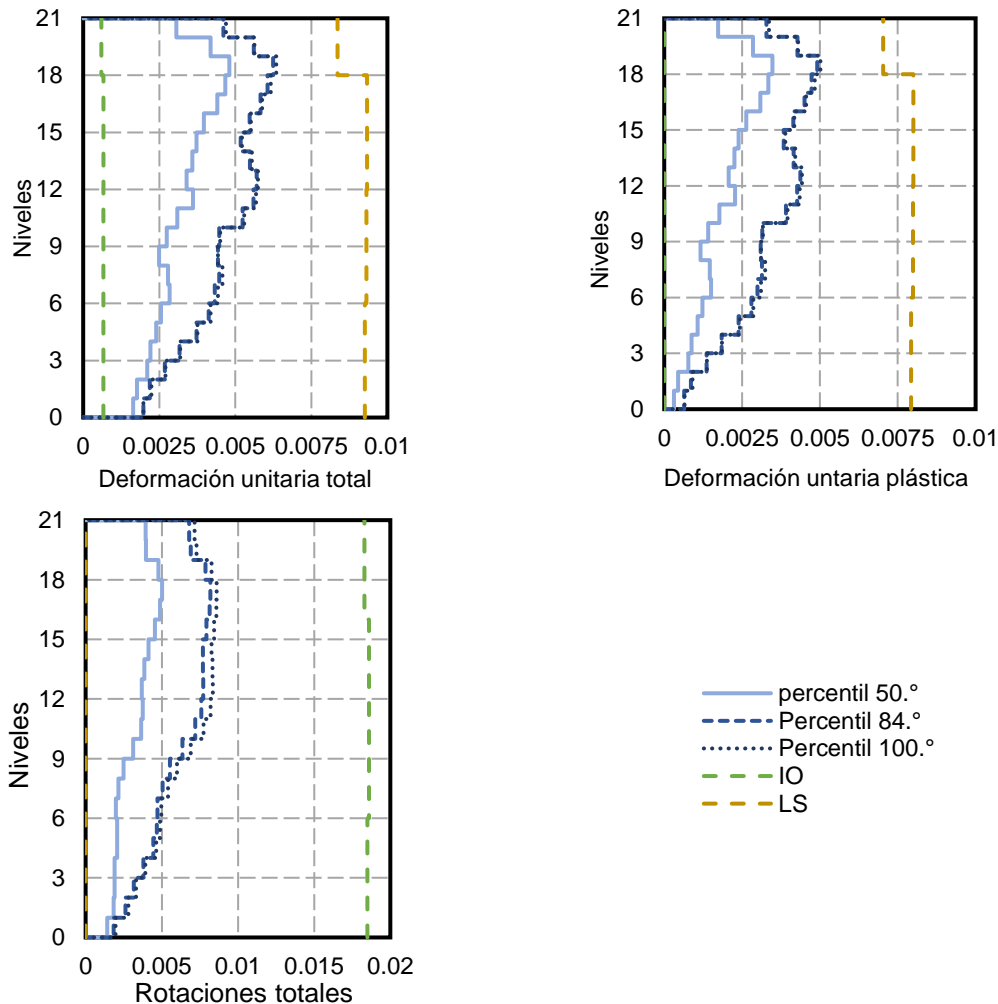
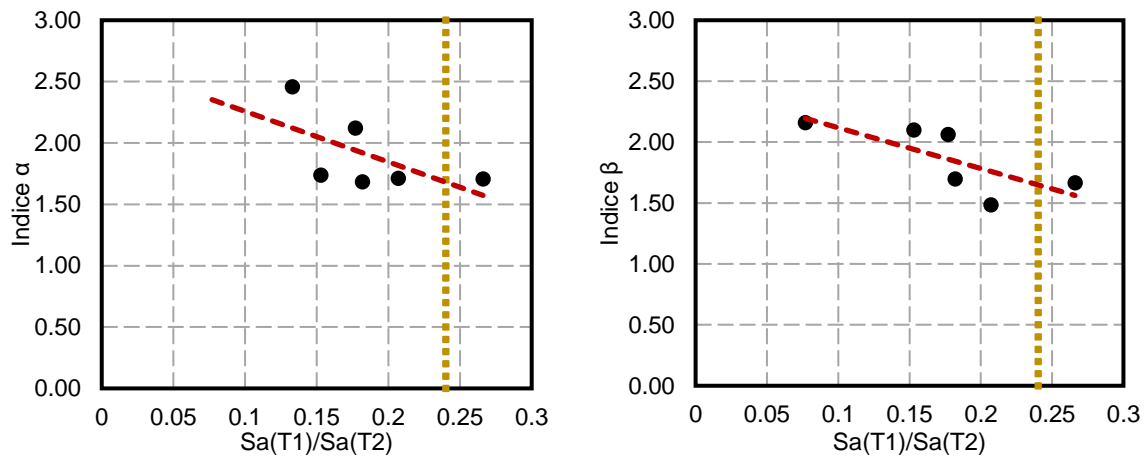
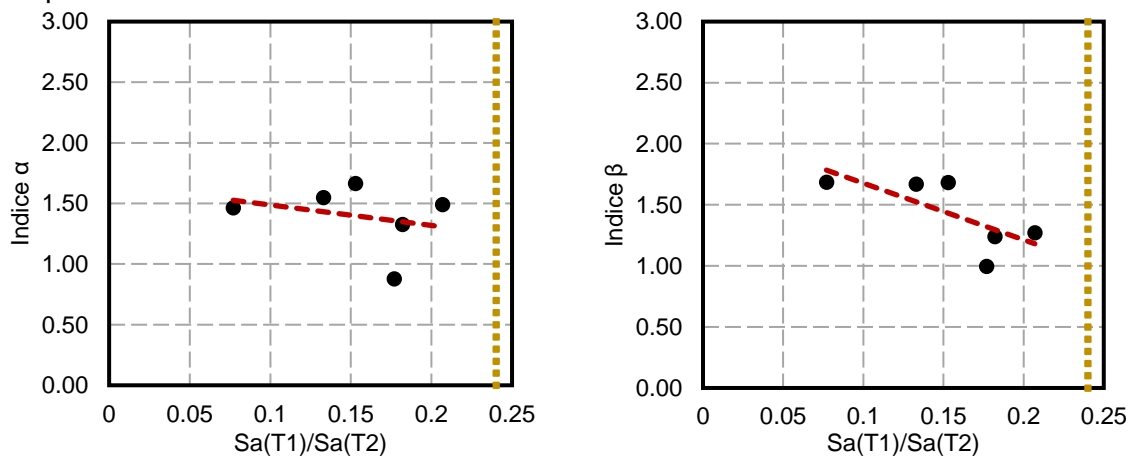


Figura 4.26 Evaluación del comportamiento estructural, Marcos con contravientos concéntricos con comportamiento a flexión

En la figura 4.27 se evalúa la importancia de los efectos de los modos superiores en términos de rotaciones de vigas y deformación de los contravientos. Para estos dos parámetros se obtuvieron valores índices mejor agrupados para los índices  $\beta$  (los cuatro mayores valores paramétricos ya sea rotaciones o deformaciones en los pisos superiores entre los cuatro mayores valores paramétricos desarrollados en los pisos inferiores). Es importante hacer notar que los índices en términos de deformaciones unitarias crecen de acuerdo a una relación mayor de aceleraciones asociadas a los dos primeros modos de vibrar, caso contrario al mostrado en la figura 4.25 para la estructura de marcos con contravientos concéntricos.



a) Índices  $\alpha$  y  $\beta$  utilizando rotaciones, Marcos con contravientos concéntricos con comportamiento a flexión



b) Índices  $\alpha$  y  $\beta$  utilizando deformaciones unitarias, Marcos con contravientos concéntricos con comportamiento a flexión

Figura 4.27 Índices  $\alpha$  y  $\beta$  utilizando rotaciones de vigas y deformaciones de contravientos, Marcos con contravientos concéntricos con comportamiento a flexión

## 4.7 COMPARACIÓN DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS

Se compara el perfil de distorsiones de las estructuras diseñadas en este trabajo de tesis para los diferentes análisis realizados, estos son el análisis modal espectral de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2017), análisis estático no lineal (AENL), siguiendo las recomendaciones del ASCE/SEI 41-17 (2017) y, por último, los análisis dinámicos no lineales (ADNL) aplicando los registros de las tablas 4.1 y 4.2 para la estructura con marcos momento resistentes y la estructura con contravientos concéntricos, respectivamente

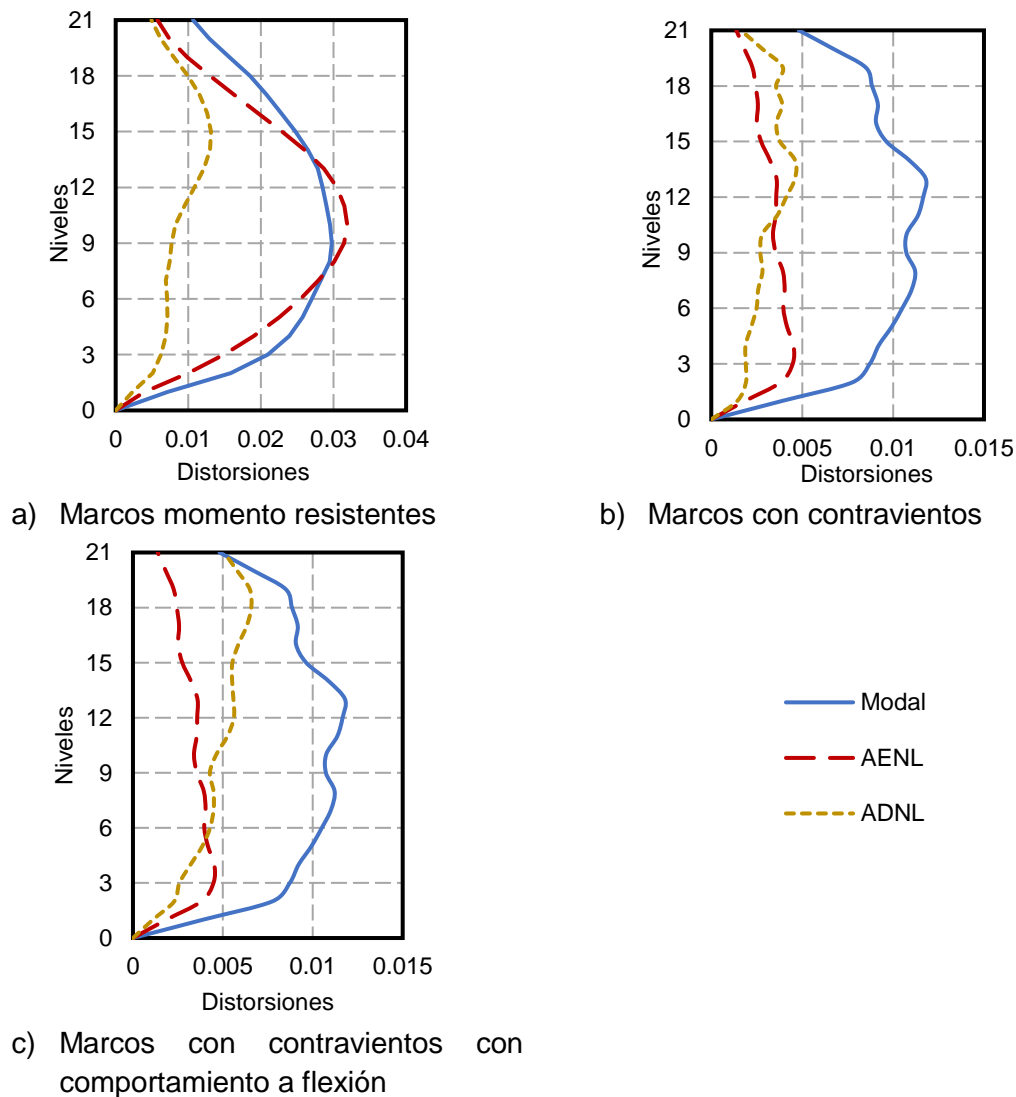


Figura 4.28 Comparación de distorsión de los métodos de análisis.

## 4.8 CONCLUSIONES

Se realizaron análisis estáticos no lineales a las estructuras modeladas en el capítulo 3, utilizando las recomendaciones del ASCE/SEI 41-17 (2017), que son muy parecidas a las que se pueden encontrar en diferentes normas y reglamentos (ASCE/SEI 41-17 2017, FEMA 440 (2005), NTC-Sismo 2017). Con base en los resultados de los análisis estáticos ante carga monótona creciente, se discutió que no es posible identificar si una estructura es susceptible a efectos de los modos superiores cuando la estructura se analiza estáticamente y se hizo notar la conveniencia de considerar otros análisis como los métodos estáticos multimodales.

Las propiedades mecánicas de las estructuras cumplen con los objetivos impuestos en el diseño, como ductilidad y sobrerresistencia. Las distorsiones en los análisis dinámicos no lineales resultaron ser iguales a las distorsiones asociadas al límite de seguridad de vida para ambas estructuras, superando a las distorsiones límite del reglamento. En el caso de la estructura con marcos rígidos, la distorsión de ocupación inmediata se puede asociar al 1 por ciento, que es la magnitud recomendada en el FEMA 356 (2000).

Los análisis dinámicos no lineales se realizaron con un conjunto de movimientos sísmicos que se registraron durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. En los análisis dinámicos se consideraron tres modelos, que representaran tres condiciones de comportamiento global de la estructura; comportamiento a corte; comportamiento combinado; y comportamiento a flexión. Las tres estructuras exhibieron concentración de deformación en los niveles superiores, asociado este fenómeno al efecto de los modos superiores. De hecho, la estructura a flexión presentó una mayor concentración de deformación en los pisos superiores con respecto al perfil de deformación de toda la estructura. Por último, se ejemplifica la gran variación existe en los resultados de diferentes técnicas de análisis utilizados en el diseño y evaluación de las estructuras.

---

## **CAPÍTULO V**

---

## **CONCLUSIONES**

# Capítulo 5

## Conclusiones

En este trabajo de investigación se estudia el efecto de los modos superiores en la respuesta dinámica de las estructuras. Con este propósito, se diseñaron dos edificios de 21 niveles, con base en marcos momento resistentes y con contravientos concéntricos respectivamente, siguiendo los criterios establecidos en el Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México vigente y se ubicaron en suelo blando (Zona de Lago de la CDMX).

El estudio pretende evaluar la relevancia de los modos superiores de vibrar en la respuesta inelástica de las estructuras. En esta investigación se estudió la respuesta de la estructura en términos de las demandas de distorsión. Por tal motivo, se realizaron análisis inelásticos ante carga monótona creciente, análisis paso a paso y análisis ADI (Análisis dinámicos incrementales) en el programa *OpenSees*, a través de modelos detallados en tres dimensiones que tomaron en cuenta las recomendaciones del ASCE/SEI 41-17, del FEMA 440, así como del estudio paramétrico en Del Rincón (2016).

Se hizo notar que, si bien, se ha estudiado el efecto de los modos superiores de vibrar, la mayoría de los trabajos de investigación están encaminados a evaluar la respuesta en términos de aceleraciones en los entrepisos, respuesta que afecta principalmente a los contenidos y no al sistema estructural. Por otro lado, se recopiló la localización y relación de aspecto de los edificios más altos de la Ciudad de México, revelando que, la mayoría de las edificaciones se encuentran en la zona de Lago y que las relaciones de aspecto para los edificios altos esta entre 4 y 6.

En el capítulo I titulado “Estado del arte” se discutieron algunos parámetros normativos, en los que se demuestra que para las diferentes normas y reglamentos mexicanos se asocia una mayor sobrerresistencia a estructuras pequeñas y rígidas. Respecto a la reducción por ductilidad se muestra una compatibilidad en las ecuaciones establecidas por el Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-2015) y las Normas Técnicas Complementarias del 2017 (NTCS-2017). Además, se subraya que las Normas Técnicas Complementarias (NTCS-2017) reconocen los alcances y limitaciones de las propuestas de análisis y de diseño allí establecidas. Es por ello que, en las normas (NTCS-2017) se indica que para ciertas estructuras debe verificarse el diseño estructural con un análisis dinámico no lineal paso a paso



En el capítulo II titulado “Diseño por capacidad” se discuten los pormenores de dos edificios que se diseñaron siguiendo estrictamente la filosofía del diseño por capacidad. Esto promueve en las estructuras un mecanismo de colapso estable; de tal forma que se alcance las ductilidades objetivo planteado en su diseño. Por esto, se planteó un mecanismo jerárquico en el cual el eslabón dúctil es la flexión de las vigas para el edificio con macos momento resistentes y el pandeo global por compresión de las diagonales para el edificio con contravientos concéntricos. En ambos casos se discute explícitamente una metodología para el diseño de ambas estructuras y se desarrolla y ejemplifica la metodología paso a paso para ambos sistemas estructurales.

En este sentido, es importante decidir cuál es el comportamiento que se espera que desarrolle la estructura cuando estén sometidas a sismos de gran magnitud, el ingeniero decide el comportamiento de la estructura en la definición del espectro de diseño con el parámetro de diseño Q. El diseño de ambas estructuras se realizó cumpliendo las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2017) y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2017). Ambas estructuras cumplen con las deformaciones permisibles; sin embargo, la estructura diseñado con base en marcos momento resistentes es más flexible y las máximas distorsiones ocurren en el centro de la estructura; mientras que, el edificio con marcos con contravientos concéntricos tiene una distribución de distorsiones uniforme en la altura.

En el capítulo III titulado “Modelado no lineal” se discuten los aspectos fundamentales del modelado no lineal empleando el programa OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006). Por esto, se explicaron los principales aspectos de los comandos para definir la geometría, los materiales empleados para definir los diferentes elementos del modelo, las condiciones de frontera, las secciones transversales, los elementos, las cargas, las masas y los archivos de salida.

Se optó por colocar diafragmas rígidos en los entrepisos de los modelos, ante la certeza que el comportamiento dinámico de las estructuras no variaba significativamente en los modelos elásticos al colocar los diafragmas rígidos o quitarlos. Además, se dedicaron esfuerzos para hacer notar la equivalencia de la respuesta dinámica entre el análisis elástico que se efectuó en el programa Etabs 16.2.0 (CSI 2017) en los capítulos previos y el modelo detallado que se efectuó en OpenSees. Aunado a la comparación de los periodos de vibrar de las estructuras en las que se demostró una buena calibración entre ambos modelos, se comparan las formas modales. Se hace notar la correcta equivalencia de las formas modales, validando de esta manera la calibración de los modelos no lineales. Por lo anterior, se concluye que las hipótesis realizadas en la modelación de las estructuras son correctas.

En el capítulo IV que se titula “Análisis no lineal” se evaluaron las estructuras diseñadas obteniendo sus propiedades mecánicas y dinámicas con procedimientos inelásticos. Se realizaron análisis estáticos no lineales a las estructuras. Con este propósito, se consideraron las recomendaciones del ASCE/SEI 41-17, con los cuales se obtuvieron las propiedades mecánicas de las estructuras como: rigidez global, cortante y desplazamiento de fluencia, desplazamiento y resistencia última, ductilidad y sobrerresistencia, en ambas

estructuras se obtuvieron valores de ductilidad y sobrerresistencia por encima de los establecidos como objetivo siguiendo la norma (NTC-Sismo, 2017).

Se hace notar que las distorsiones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo 2017) para las estructuras diseñadas coinciden con el límite de desempeño de seguridad de vida. Sin embargo, es necesario establecer si estos niveles de daño son aceptables por la sociedad.

Si se compara las curvas de capacidad obtenidas en análisis ante carga estática monótona creciente de ambas estructuras se nota que la estructura con contravientos pierde mayor rigidez al alcanzar la fluencia. Esto se debe a que el mecanismo de colapso en una estructura con marcos momento resistentes es más estable que el mecanismo de colapso en una estructura diseñada con base en marcos con contravientos concéntricos, permitiendo mayores ductilidades en marcos momento resistentes. Con base en los resultados de los análisis estáticos ante carga monótona creciente, se discutió que no es posible identificar si una estructura es susceptible a efectos de los modos superiores cuando la estructura se analiza estáticamente y se hizo notar la conveniencia de considerar otros análisis, como los dinámicos no lineales.

Se seleccionaron registros obtenidos durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 cuyas máximas aceleraciones coincidieran con el periodo de vibrar de los modos superiores de las estructuras diseñadas. Esos registros se amplificaron linealmente, de tal manera que representaran el peligro sísmico de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo 2017) establecido en los espectros de diseño. Se hace notar que las estructuras diseñadas tienen un comportamiento global dominado por cortante y un comportamiento combinado de cortante y flexión para las estructuras de marcos momento resistentes y marcos con contravientos concéntricos, respectivamente. Por esto, se modificó la estructura con contravientos, de tal forma que, sus características mecánicas y dinámicas se acerquen más al comportamiento global a flexión. Esta adecuación representó un tercer modelo discutido en este estudio.

Se realizaron los análisis dinámicos no lineales para las tres estructuras, observando una contribución importante del segundo modo de vibrar en la respuesta de la estructura con marcos momento resistentes. Por otro lado, la estructura con comportamiento combinado muestra una distribución de distorsión que crece moderadamente ante el incremento de la altura efecto que ya se había identificado en el análisis modal espectral. Finalmente, para la estructura a flexión se aprecia que los modos superiores dominan la respuesta de la estructura.

Además, se ofrecen medidas cuantitativas que permiten anticipar los casos y las condiciones en los que la respuesta queda dominada por el efecto de los modos superiores. Para ello, se considera al cociente de la aceleración correspondiente al primer modo de vibrar con respecto a la aceleración debida al segundo modo de vibrar del espectro de respuesta como un parámetro cuantitativo, ya que es muy fácil de utilizar. En la discusión del capítulo se hace notar una tendencia en los resultados que demuestra que entre mayor es la diferencia de aceleraciones para cada modo de vibrar, mayor es la tendencia del

edificio a responder en su segundo modo de vibrar, generando mayores deformaciones en los pisos superiores.

Se evaluó el desempeño de las estructuras considerando las rotaciones en los elementos viga y columna y las deformaciones unitarias en los contravientos. Con esto, se comprobó que el diseño por desempeño fue satisfactorio, ya que el daño ocurre en los elementos de sacrificio para cada estructura. Además, se graficaron las rotaciones plásticas en el edificio con marcos momento resistentes identificando que el daño solo ocurre en los pisos superiores para la estructura. De igual manera, el daño en los contravientos para las estructuras con comportamiento combinado y a flexión se concentra en los pisos superiores.

Finalmente, se compara el perfil de distorsiones, de los tres métodos de análisis empleados en este trabajo de investigación, en los cuales se hace notar la marcada diferencia al emplear cada uno de los métodos. Se hace notar con esto que, ante excitaciones con espectro de banda angosta, en las que se excita un modo de la estructura que no es el fundamental, se tienen resultados en la respuesta del edificio que no se pueden predecir con un análisis modal espectral. Por tal motivo, podría ser útil realizar análisis dinámicos no lineales en aquellas estructuras en las que se ponga en duda la eficacia de un análisis modal espectral.

## **TRABAJO FUTURO**

Teniendo en consideración que la cantidad de pisos de los modelos que se estudiaron en esta investigación es limitado, se recomienda realizar un estudio que considere estructuras con mayor número de pisos. De hecho, la tendencia de los edificios en la Ciudad de México considera estructuras con una mayor cantidad de pisos, tal que se necesitan comprender la dinámica de edificios altos.

Además, se prevé que edificios de mayor altura tendrán un comportamiento regido a flexión, por lo que aumentará la masa modal asociada a los modos superiores, haciendo en teoría, que estas estructuras sean más susceptibles al efecto de los modos superiores. Finalmente, se propone incrementar la intensidad de la señal sísmica para estudiar el efecto que ocasionaría en las estructuras un sismo por encima del de diseño en análisis dinámicos no lineales siguiendo la reglamentación vigente.



---

## **CAPÍTULO VI**

---

## **BIBLIOGRAFÍA**

# Capítulo 6

## Bibliografía

1. AISC 341-10 (2010) "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction. Estados Unidos.
2. AISC 360-10 (2010). "Specification for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction. Estados Unidos.
3. Amini, M. y Poursha, M., (2016) "A non-adaptative displacement-based pushover procedure for the nonlinear static analysis of tall building frames" *Engineering Structures*. Volumen 126, pp 586-597.
4. ASCE/SEI 41-17 (2017). "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings". American Society of Civil Engineers. Estados Unidos.
5. Instituto de Ingeniería UNAM (2017) "Reporte preliminar, Parámetros del movimiento del suelo Sismo de Puebla-Morelos (Mw 7.1) 19 de septiembre de 2017" *Unidad de Instrumentación Sísmica y Coordinación de Ingeniería Sismológica*. Ciudad de México, septiembre 2017.
6. Bosco et al., (2014) "Improvement of the model proposed by Menegotto and Pinto for Steel" *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Istanbul, Turquía. Agosto.
7. Bruneau, M., Uang, C., y Sabelli, R. (2011) "Ductile design of steel structures". McGrawHill.
8. MOC-CFE (2008) Capítulo de sismo. Manual de diseño de obras civiles. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas y Energías Limpias. Cuernavaca, Morelos.
9. Daneshjoo, F. y Gerami, M., (2003) "Higher mode effects on seismic behavior of MDOF steel moment resisting frames" *Journal of seismology and earthquake engineering*. Volumen 5, número 3, pp. 41-54.
10. D'Aniello et al. (2015). "The influence of out-of-straightness imperfection in physical theory models of bracing members on seismic performance assessment of concentric braced structures". *The structural design of tall and special buildings*, Número 24, pp. 176-197.

11. De Souza et al., (2003) "Force formulation of a non-prismatic timoshenko beam finite element for dynamic analysis of frames" *XXIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering*. Brazil
12. ETABS 2016 V16.2.0 (2016) "Computers and Structures Inc." Berkeley, California.
13. European Commission (2014) Eurocode 2: Background & applications Design of Concrete Buildings. European Union.
14. FEMA 356 (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". *Federal Emergency Management Agency*. Estados Unidos de America.
15. FEMA 440 (2005) "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures". *Federal Emergency Management*. Estados Unidos de America.
16. García R., (2001) "Daño acumulado y confiabilidad estructural en marcos de edificios" Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México.
17. Hsiao, P., Lehman, D. y Roeder, C., (2012) "Improved model for special concentrically braced frames" *Journal of Constructional Steel Research*. Número 73. febrero, pp 80-94.
18. Instituto de Ingeniería UNAM (2017) "Reporte especial, Sismo del día 19 de septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1)" *Servicio Sismológico Nacional*. Ciudad de México, septiembre.
19. Maniatakis, C., Psycharis, N., Spyrakos, C., (2013) "Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures" *Engineering Structures*. Volumen 56, junio. pp 417-430.
20. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. y Fenves, G. (2006), "Open system for earthquake engineering simulation, user command-language manual", Report NEES grid-TR 2004-21. Pacific Earthquake Engineering Research, University of California, Berkeley, CA. <http://opensees.berkeley.edu>.
21. Mejía, I., (2005) "Efecto de la degradación de rigidez en la respuesta dinámica de marcos de concreto reforzado (etapa 1)", *Proyectos Terminales I y II*, Universidad Autónoma Metropolitana, Ciudad de México
22. Menegotto M. y Pinto, P., (1973) "Method of anaysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, IABSE Symposium of Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, International Association of Bridge and Structural Engineering", Lisboa Portugal, Volumen 13: pp 15-22.
23. Mwafy, A. y Elnashai, A., (2001) "Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings", *Engineering Structures*. Número 23, pp 407-424.
24. Neuenhofer. A. y Filippou, F., (1997) "Evaluation of nonlinear frame finite-element models", *Journal of Structural Engineering ASCE*. Volumen 123, número 7, pp 958-966.
25. NTCM-DF-2004 (2004) Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras metálicas. Gaceta oficial del Distrito Federal. Octubre. México.

26. NTC-DCEA-2017 (2017) "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de acero. Gaceta oficial de la Ciudad de México". Diciembre, México.
27. NTCS-2004 (2004) "Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo. Gaceta oficial del Distrito Federal". Octubre, México.
28. NTCS-2017 (2017) Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo. Gaceta oficial de la Ciudad de México. Diciembre, México.
29. Park, P. y Paulay, T., (1983), Estructuras de concreto reforzado. Editorial Limusa, traducción por Sergio Fernandez Everest. Ciudad de México.
30. Paret, T. et al., (1996) "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects", *11th World Conference on Earthquake Engineering*. Artículo No. 966.
31. Paulay, T., (1996) "Seismic design of concrete structures the present needs of societies" *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Artículo No. 2001.
32. Quinde, P., Reinoso, E. y Terán, A., (2016) "Inelastic seismic energy for soft soils: Application to Mexico City", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Número 89, pp 198-207.
33. Reynoso, E., (2002), "Scattering of seismic waves: Applications to the Mexico City Valley", Editorial WIT Press.
34. Scott, M. y Fenves, G., (2006) "Plastic hinge integration methods for Force-based Beam-Column elements" *Journal of Structural Engineering ASCE*. Volumen 132, número 2, febrero, pp 244-252.
35. Simon, D., (2016) "Top 10 Edificios en construcción – Ciudad de México" Ciudad de México: Arquitectour [En Línea]. Disponible en: [www.arquitectour.com/top-10-edificios-construccion-ciudad-de-mexico/2016/03/](http://www.arquitectour.com/top-10-edificios-construccion-ciudad-de-mexico/2016/03/)
36. Spacone, E., Filippou, F.C. y Taucer, F.F. (1996). "Fibre beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames: part I. formulation". *Earthquake engineering and structural dynamics*, Número 25, pp. 711-725.
37. Tapia E., García J., y Del Rincón A. (2016) "Estudio Paramétrico del Modelado Inelástico de Contravientos de Acero", *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 94, pp. 49-74.
38. Tapia, E., Tena, A., (2011) "Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo chevrón", *Revista de Ingeniería Sísmica*. Artículo Número 84, junio, pp 47-68.
39. Terán, A., Arroyo, D. y León, J., (2006) "Efecto de la degradación de rigidez en el desempeño sísmico de los pisos superiores de edificaciones desplantadas en la Zona del Lago del D.F.", *XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco, México.
40. Terán, A., Díaz, G. y Arroyo, D., (2014) "Efecto de los modos superiores en la respuesta dinámica de estructuras sujetas a excitaciones sísmicas de banda angosta" *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco, México.



41. Tuan, A., Shang, G., (2014) "Vibration Control a 101-Storey Building Using a Tuned Mass Damper" *Journal of Applied and Engineering*, Vol. 17, No. 2, pp. 141-156.
42. Uriz, P., Filippou, F. C., y Mahin, S. A. (2008). "Model for cyclic inelastic buckling of steel braces". *Journal of structural engineering ASCE*. Volumen 134, Número 4, pp. 619-628.
43. Uriz P. y Mahin, S. (2008), Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frames Structures, *Report of Pacific Earthquake Engineering Research Center*, PEER 2008/08, November.



---

## APÉNDICES

---

## Apéndice A. Criterios del Análisis No Lineal

La norma ASCE/SEI 41-17, describe procedimientos sistemáticos que emplea la filosofía de diseño basada en el desempeño para evaluar y modernizar estructuras existentes; sin embargo, el procedimiento se puede utilizar igualmente para evaluar el comportamiento de edificaciones nuevas. La norma ASCE/SEI 41-17 establece que en la evaluación de las estructuras se puede usar alternativamente a relaciones fuerza-deformación derivadas de pruebas experimentales, se pueden crear las curvas fuerza-deformación de los diferentes elementos estructurales de los marcos momento resistentes utilizando los parámetros a, b, c definidos en las tablas 9-7.1, 9-7.2 y 9.8 del ASCE/SEI 41-17 y que se reproducen en las tablas A-1 y A-2 de este documento.

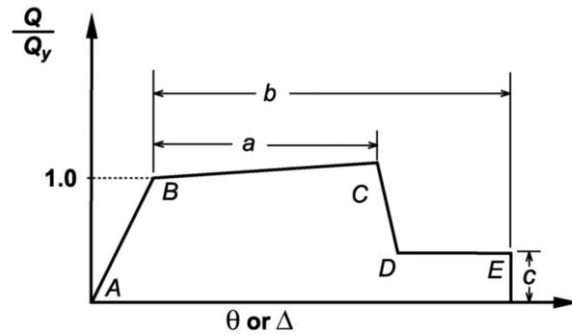


Figura A.1 Relación general fuerza-deformación para elementos de acero (ASCE/SEI 41-17)

Para generar estas curvas es necesario calcular la rotación o desplazamiento de fluencia del elemento, si se trata de un elemento con deformación rotacional (vigas y columnas) o con un elemento que trabaje con deformación axial (contravientos), respectivamente. Si la longitud de la viga o de la columna es mayor o igual a  $2.6 M_{CE}/V_{CE}$  se define la rotación de fluencia de las vigas con la ecuación A.1 (que es la ecuación 9-1 del ASCE/SEI 41-17).

$$\theta_y = \frac{M_{pe}L(1 + \eta)}{6EI} \quad (\text{Ec. A.1})$$

Y la rotación de fluencia de las columnas con la ecuación A-2 (ecuación 9-2 del ASCE/SEI 41-17).

$$\theta_y = \frac{M_{pce}L(1 + \eta)}{6(\tau_b E)I} \quad (\text{Ec. A.2})$$

Donde  $\eta$  se define cómo:

$$\eta = \frac{12 E I}{L^2 G A_s} \quad (\text{Ec. A.3})$$

$$\tau_b = \begin{cases} \frac{|P|}{P_{ye}} \leq 0.5 & 1.0 \\ \frac{|P|}{P_{ye}} > 0.5 & 4 \frac{|P|}{P_{ye}} \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (\text{Ec. A.4})$$

- $A_s$  es el Área cortante efectiva de la sección transversal  
 $E$  es el Módulo de elasticidad  
 $G$  es el Módulo a cortante del acero  
 $I$  es el Momento de inercia de la viga o columna en el plano a flexión  
 $L$  es la Longitud de la viga o columna  
 $M_{pe}$  es el Momento plástico esperado de la sección alrededor del eje x  
 $M_{pce}$  es el Momento plástico esperado de la sección alrededor del eje x reducido por la fuerza axial  
 $P$  es la Fuerza axial en la columna  
 $P_{ye}$  es la Capacidad axial esperada de fluencia

Tabla A-1 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos de análisis no lineal- Acero estructural vigas y columnas-Acciones a flexión (ASCE/SEI 41-17)

Parámetros de modelado		Criterios de aceptación		
		Angulo de rotación plástica (radianes) Nivel de desempeño		
		IO	LS	CP
Angulo de rotación plástica a y b				
Relación de resistencia residual c				
Vigas				
1. Dónde: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 9\theta_y$	0.25a	a	b
	$b = 11\theta_y$			
	$c = 0.6$			
2. Dónde: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ ó } \frac{h}{t_w} \geq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 4\theta_y$	0.25a	0.75a	a
	$b = 6\theta_y$			
	$c = 0.2$			
Otro: Se realizará una interpolación lineal entre los valores en las líneas 1 y 2 para la esbeltez del patín (primer término) y la esbeltez del alma (segundo término), y se utilizará el valor resultante más bajo.				

---

Columnas en compresión

1. Dónde: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y	0.5a	0.75a	b	
Para: $\frac{P_G}{P_{ye}} < 0.2 \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (1 - 0.71 \frac{P_G}{P_{ye}})$				
Para: $\frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0.2 \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (2.93 - \frac{P_G}{P_{ye}}) \leq$ $1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$				
$a=0.8 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.2} \left(0.1 \frac{L}{r_y} + 0.8 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.0035 \geq 0$				
$b=0.8 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.3} \left(0.5 \frac{L}{r_y} + 2.9 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.006 \geq 0$				
$c=0.9 - 0.9 \frac{P_G}{P_{ye}}$				
2. Dónde: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ ó	0.5a	0.75a	b	
Para: $\frac{P_G}{P_{ye}} < 0.2 \frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (1 - 1.83 \frac{P_G}{P_{ye}})$				
Para: $\frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0.2 \frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (2.33 - \frac{P_G}{P_{ye}}) \geq$ $1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$				
$a=1.2 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.2} \left(1.4 \frac{L}{r_y} + 0.1 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.0023 \geq 0$				
$b=2.5 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.3} \left(0.1 \frac{L}{r_y} + 2.7 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.0097 \geq 0$				
$c=0.5 - 0.5 \frac{P_G}{P_{ye}}$				
Columnas en Tensión				
1. Dónde: $ P_G /P_{ye} < 0.2$	a = 9θ <sub>y</sub> b = 11θ <sub>y</sub> c = 0.6	0.5a	0.75a	b

---

1. Dónde: $ P_G /P_{ye} \geq 0.2$	0.5a	0.75a	b
a=13.5(1 - 5/3 P <sub>G</sub> /P <sub>ye</sub> )θ <sub>y</sub> ≥ 0			
b=16.5(1 - 5/3 P <sub>G</sub> /P <sub>ye</sub> )θ <sub>y</sub> ≥ 0			
c=0.6(1 - 5/3 P <sub>G</sub> /P <sub>ye</sub> ) + 0.2 ≥ 0.2			

---

Se decide obviar la tabla 9-7.2 del ASCE/SEI 41-17, ya que esta tabla tiene información de los parámetros de modelado y criterios de aceptación para diferentes conexiones viga-columna.

Tabla A-2 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos de análisis no lineal- Acero estructural vigas y columnas-Acciones axiales (ASCE/SEI 41-17)

Componentes/Acciones	Parámetros de modelado	Criterios de aceptación		
	Relación de resistencia residual	Deformaciones plásticas		
		IO	LS	CP
Contravientos en compresión				
a. Esbelto: $\frac{KL}{r} \geq 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$				
1. W, I, 2L en plano, 2C en plano	0.3	0.5 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	0.3	0.5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$
3. HSS, tubo	0.3	0.5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$
4. Angulo simple	0.3	0.5 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$	12 $\Delta_c$
b. Robusto: $\frac{KL}{r} \geq 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$				
1. W, I, 2L en plano, 2C en plano	0.5	0.5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	0.5	0.5 $\Delta_c$	6 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$
3. HSS, tubo	0.5	0.5 $\Delta_c$	6 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$
Contravientos en tensión				
1. W	0.6	0.5 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$	8 $\Delta_T$
2. 2L	0.6	0.5 $\Delta_T$	6 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$
3. HSS	0.6	0.5 $\Delta_T$	6 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$
4. Tubo	0.6	0.5 $\Delta_T$	6 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$
5. Angulo simple	0.6	0.5 $\Delta_T$	6 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$

Se tienen que establecer parámetros en la construcción de una curva de capacidad global de la estructura, definida como una curva de cortante de la base-desplazamiento de la azotea. Es un error pronunciar la curva hasta que ocurra una indeterminación matemática, ya que, ese punto depende de la robustez del modelo y no de una inestabilidad física de la estructura o colapso de la estructura.

Si bien, se recomienda utilizar relaciones fuerza-deformación derivadas de experimentos o análisis avanzados para pronosticar la falla de los elementos que componen la estructura, se pueden utilizar diferentes relaciones recomendados por diferentes instituciones y manuales. En la tabla A.1 se indican los valores para generar las curvas de la figura A.2, donde, se muestran las curvas idealizadas para las vigas de la estructura con marcos momento resistentes, las curvas para columnas se pueden generar de la misma manera.

Tabla A.3 Parámetros de modelado y niveles de desempeño de las vigas

Viga	$M_{pe}$ (ton-m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\Theta_y$ (rad)	a	b	IO	LS	CP
W24x55	83.01	5.62x10 <sup>-4</sup>	0.0084	0.0761	0.0930	0.0190	0.0761	0.0930
W24x62	93.95	6.45x10 <sup>-5</sup>	0.0083	0.0749	0.0916	0.0187	0.0750	0.0916
W24x68	108.86	7.62x10 <sup>-6</sup>	0.0081	0.0735	0.0899	0.0184	0.0735	0.0899
W24x84	139.4	9.87x10 <sup>-7</sup>	0.0080	0.0727	0.0889	0.0182	0.0727	0.0889

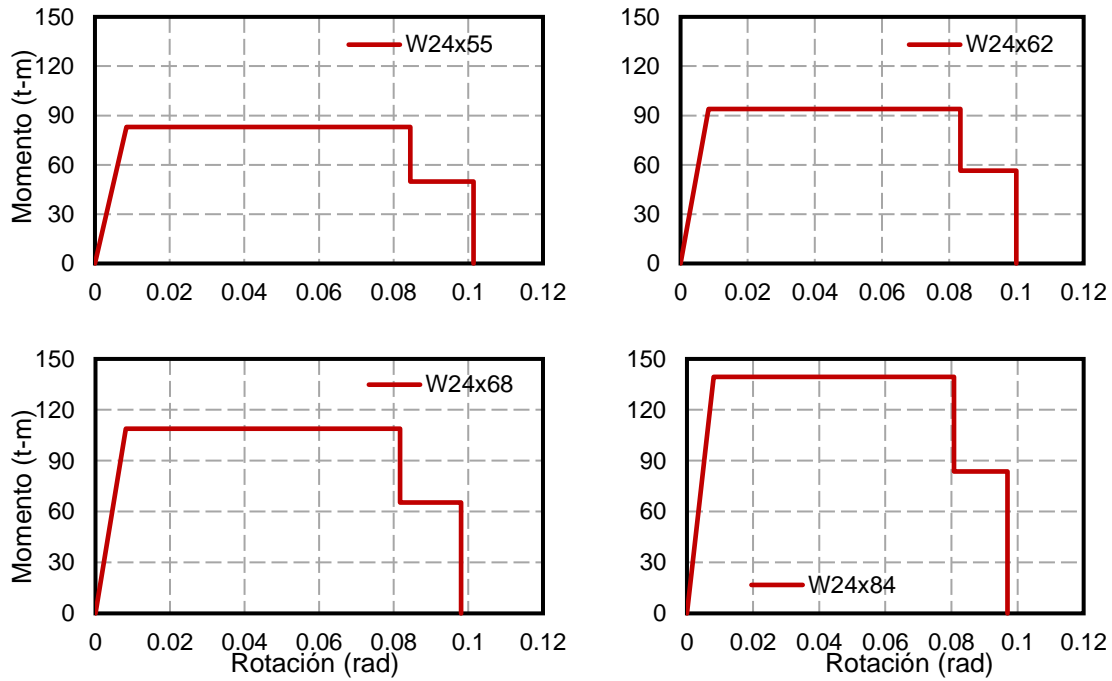


Figura A.2 Relaciones fuerza-deformación vigas

En la figura A.3 se señalan los límites de desempeño para la estructura de marcos momento resistentes. Donde el límite de ocupación inmediata IO, indica el desplazamiento para el cual el primer componente de la estructura alcanza el límite de ocupación inmediata de acuerdo a las relaciones fuerza-deformación desarrolladas de acuerdo a la tabla 9.7.1 del ASCE/SEI 41-17 de esta misma forma se obtienen los límites de seguridad de vida (LS) y de prevención del colapso (CP).



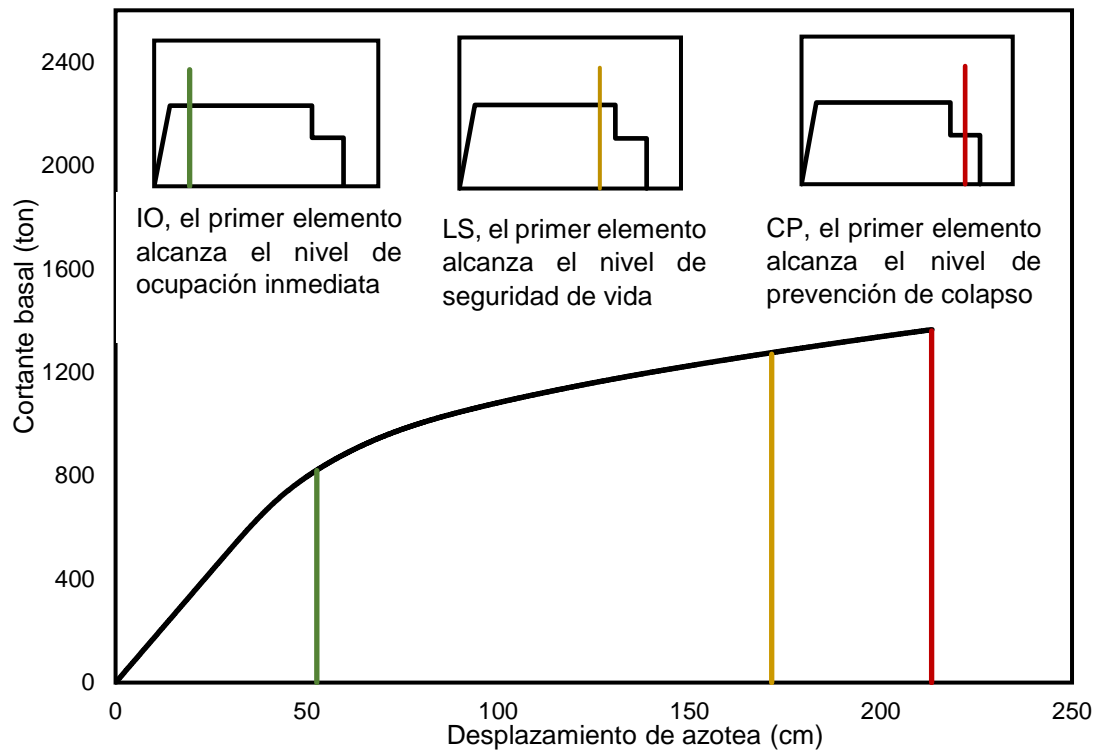


Figura A.3 Límites de desempeño



## Apéndice B. Acelerogramas y espectros

En este apéndice se muestran los acelerogramas y los correspondientes espectros de los registros que se consideraron en este estudio.

Tabla B.1 Registros sísmicos impuestos al modelo de marcos momento resistentes

Clave de la Estación	Canal	Localización		PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Ts (s)
		Latitud	Longitud		
AO24	N-S	19.3580 N	99.1539 W	106.39	0.939
AO24	E-O	19.3580 N	99.1539 W	119.65	0.939
AU46	E-O	19.3832 N	99.1681 W	94.89	0.895
DX37	N-S	19.3322 N	99.1439 W	187.73	0.727
DX37	E-O	19.3322 N	99.1439 W	123.94	0.727
ES57	E-O	19.4017 N	99.1775 W	83.91	0.732
FJ74	N-S	19.2990 N	99.2100 W	92.16	0.490
JC54	N-S	19.3130 N	99.1272 W	220.27	1.106
JC54	E-O	19.3130 N	99.1272 W	204.11	1.106
LV17	N-S	19.4931 N	99.1275 W	105.09	0.628
LV17	E-O	19.4931 N	99.1275 W	105.09	0.628
MI15	E-O	19.2834 N	99.1253 W	133.43	1.241
MI15	N-S	19.2834 N	99.1253 W	207.19	1.241
SI53	E-O	19.3753 N	99.1483 W	177.57	1.310
SI53	N-S	19.3753 N	99.1483 W	129.03	1.310
TP13	N-S	19.2922 N	99.1708 W	60.34	0.490
UC44	N-S	19.4337 N	99.1654 W	125.32	1.263
CS78	N-S	19.3656 N	99.2262 W	87.01	0.490
EO30	E-O	19.3885 N	99.1772 W	82.13	0.670
ES57	E-O	19.4017 N	99.1775 W	83.91	0.732
FJ74	N-S	19.2990 N	99.2100 W	92.16	0.490
GR27	N-S	19.4747 N	99.1797 W	84.67	0.757
GR27	E-O	19.4747 N	99.1797 W	119.63	0.757
ME52	N-S	19.4383 N	99.1820 W	72.16	0.766

